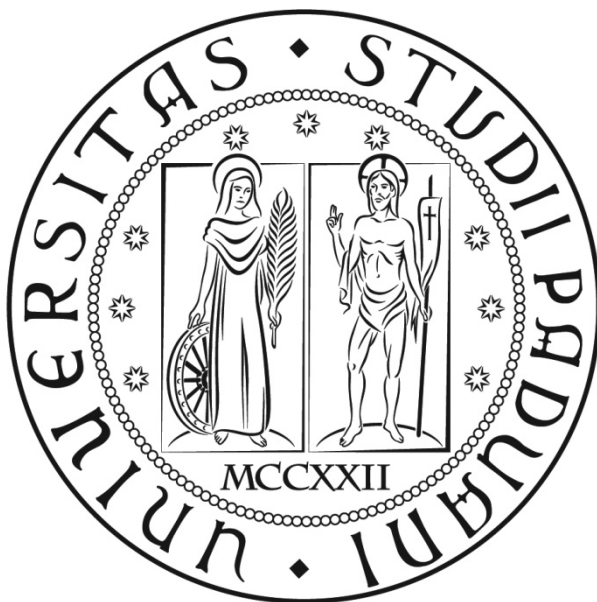


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA EDILE, CIVILE ED AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA EDILE

CURRICULUM ARCHITETTURA



TESI DI LAUREA

MIGLIORAMENTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI NATURALI FIBRO-RINFORZATI

Relatore:

Professore Cortellazzo Giampaolo

Laureando:

All. Ing. Donadon Alessandro

Matricola 626245

Anno Accademico 2014 – 2015

A mio Padre
per il suo incrollabile coraggio
e a mia Madre
per la sua inesauribile tenacia

Indice

• Introduzione.....	pag IX
• CAPITOLO PRIMO.....	pag 001
• Michalowskia & Čermàkb - Strength anisotropy of fiber-reinforced sand.....	pag 001
• Prabakara & Sridhar - Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil.....	pag 013
• Michalowskie & Čermàk - Triaxial Compression of Sand Reinforced with Fibers.....	pag 018
• Zomberg - Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil.....	pag 030
• Yetimoglu & Salbas - A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers.....	pag 038
• Consoli, Heineck, Casagrande & Coop - Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths.....	pag 039
• Consoli, Casagrande & Coop - Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains.....	pag 042
• Diambra, Ibraim, Wood & Russell - Fibre reinforced sands: Experiments and modelling.....	pag 052
• Sadek, Najjar & FFreiha - Shear Strength of Fiber-Reinforced Sands.....	pag 069
• Ahmad, Bateni & Azmi - Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres.....	pag 082
• Silva Dos Santos, Consoli & Baudet - The mechanics of fibre-reinforced sand.....	pag 093
• Ibraim, Diambra, Muir Wood & Russell - Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading.....	pag 108
• Pradhan, Kar & Naik - Effect of Random Inclusion of Polypropylene Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil.....	pag 115

• Zaimoglu & Yetimoglu - Strength Behavior of Fine Grained Soil Reinforced with Randomly Distributed Polypropylene Fibers.....	pag 125
• Plé & Lê - Effect of polypropylene fiber-reinforcement on the mechanical behavior of silty clay.....	pag 132
• Tang, Shi, Cui, Liu, & Gu - Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber-reinforced clayey soil.....	pag 139
• Estabragh, Bordbar & Javadi - A Study on the Mechanical Behavior of a Fiber-Clay Composite with Natural Fiber.....	pag 144
• Qu, Li, Liu, Chen, Li & Yao - Effect of Random Inclusion of Wheat Straw Fibers on Shear Strength Characteristics of Shanghai Cohesive Soil.....	pag 155
• Maliakal & Thiyyakkandi - Influence of Randomly Distributed Coir Fibers on Shear Strength of Clay.....	pag 164
• CAPITOLO SECONDO.....	pag 175
• Classificazione dei terreni.....	pag 175
• Composizione granulometrica.....	pag 175
• Analisi di Setacciatura per «via secca».....	pag 175
• Analisi di setacciatura per «via umida».....	pag 177
• Analisi per Sedimentazione (o Aerometria).....	pag 177
• Limiti di Atterberg (o Limiti di Consistenza).....	pag 184
• Determinazione del Limite Liquido, w_L	pag 185
• Determinazione del Limite Plastico, w_p	pag 187
• Indice di Plasticità, I_p	pag 187
• Sistemi di classificazione.....	pag 189
• Sistema USCS.....	pag 191
• Sistema AASHTO.....	pag 193

• Costipamento.....	pag 195
• Prove Proctor.....	pag 197
• Prova per la determinazione del peso specifico dei terreni.....	pag 202
• Riepilogo delle caratteristiche dei terreni in base a tutte le prove eseguite.....	pag 204
• Fibre di polipropilene.....	pag 204
• Caratteristiche delle fibre.....	pag 205
• Prove triassiali: Introduzione.....	pag 207
• Modalità di preparazione dei campioni.....	pag 213
• Caratteristiche d'esecuzione delle prove triassiali CU svolte.....	pag 215
• Risultati.....	pag 219
• Grafici dei provini di Limo Bianco.....	pag 228
• Grafici dei provini di Limo Grigio Chiaro.....	pag 230
• Argomenti che necessitano di alcune osservazioni.....	pag 233
• Modello matematico di Maliakal & Thiyyakkandi.....	pag 238
• Conclusioni derivanti dall'esecuzione delle prove CIU.....	pag 245
• Ringraziamenti.....	pag 247
• Bibliografia.....	pag 249

Introduzione

Il concetto del rinforzo del terreno, lo possiamo incontrare fin da epoche remote, in costruzioni del V e VI secolo a.C., ed è stato abbondantemente dimostrato l'utilizzo da parte della natura, con l'operato di animali, di uccelli e dall'azione delle radici degli alberi. Rafforzare il suolo con elementi di rinforzo è un'interessante applicazione che permette di migliorare le prestazioni del terreno in modo economico. Questo particolare concetto viene sviluppato per migliorare alcune delle proprietà del suolo come la portanza, la resistenza a taglio (C e ϕ), le caratteristiche di permeabilità, etc. Questo concetto è il principio su cui Vidal, nel 1969, ha dimostrato che l'introduzione di elementi di rinforzo, in una determinata quantità di terreno, aumenta la resistenza a taglio del suolo. Lo scopo primario del rinforzo del suolo è migliorare la sua stabilità, aumentare la capacità portante e ridurre la deformazione laterale. Attualmente, la tecnica di rinforzo del terreno è ben consolidata ed è utilizzata in varie applicazioni quali il miglioramento della capacità di carico, il controllo del drenaggio, la stabilizzazione degli strati sottili del suolo, la riparazione delle strade, il rafforzamento del suolo intorno agli argini, il contenimento di strutture in terra, il consolidamento degli argini ferroviari, lo troviamo all'interno delle piastre di fondazione, nel suolo intorno alle dighe, nei coperchi delle discariche, nella stabilizzazione dei pendii, nel miglioramento dei terreni soffici, etc.

I convenzionali metodi per il rinforzo sono costituiti dall'inclusione, nel suolo, di strisce geosintetiche continue, da tessuti geotessili e da geogriglie.

Il concetto del rinforzo nei terreni introduce il fenomeno della tensione di elementi resistenti come le fibre, concetto che ha sempre ampiamente interessato gli ingegneri geotecnici. Da ciò segue un'ampia ricerca che dimostra che la miscelazione della sabbia con una discreta quantità di fibre flessibili distribuite in modo casuale influenza l'aumento della forza e le caratteristiche di deformazione del terreno.

Ci sono importanti vantaggi nell'utilizzo delle fibre distribuite in modo casualmente, in primis, le fibre vengono semplicemente aggiunte e miscelate con il terreno, in modo del tutto simile alla miscelazione che abitualmente si fa con il cemento, con la calce, o con altri additivi. In secondo luogo, le fibre distribuite in modo casuale limitano i potenziali piani di debolezza che possono svilupparsi parallelamente all'orientamento del rinforzo stesso (si vedano gli studi condotti da Maher & Gray, nel 1990). Pertanto, questo particolare potenziamento ha attirato l'attenzione degli scienziati e dei geotecnici di tutto il mondo, portandoli ad eseguire, su questo argomento, una serie di prove triassiali, di prove a compressione non confinata, di test CBR (California Bearing Capacity) e di prove a taglio diretto. Questi studi si possono trovare nelle ricerche condotte da Waldron nel 1977; da Wu nel 1979; da Hoare nel 1979;

da Gray & Ohashi nel 1983; da Maher & Gray nel 1990; da Ranjan, nel 1996; da Kaniraj & Havanagi, nel 2001; da Santoni, nel 2001; da Prabakar & Sridhar, nel 2002; da Yetimoglu & Salbas, nel 2003; da Park & Ann Tan nel 2005; da Yetimoglu, nel 2005; da Cai, nel 2006; da Tang, nel 2007; da Latha & Murthy, nel 2007; da Long nel 2007; da Consoli, nel 2009; da Park, nel 2009, per citarne alcuni.

Secondo uno studio portato avanti da Consoli nel 2003, l'inclusione di fibre cambia significativamente il meccanismo di rottura della matrice suolo-fibre, impedendo la formazione di cricche di tensione. Miller & Rifai, nel 2004, hanno riscontrato che la riduzione delle crepe che si formano con l'essiccazione del suolo e la conduttività idraulica dell'argilla compatta, migliora all'aumentare del contenuto di fibre. Tutti questi studi dimostrano che l'inclusione delle fibre può migliorare il comportamento della resistenza, ottimizzare notevolmente la duttilità e la tenacità della matrice suolo-fibre. Queste fibre agiscono come particelle di interblocco o come gruppo di particelle in una matrice unitaria coerente terreno-fibre.

L'argomento che stiamo affrontando è stato ed è oggetto di diverse ricerche, ma i modelli per la determinazione del comportamento tenso-deformativo di tali materiali compositi, non sono ancora completamente utilizzabili per ogni possibile combinazione di terreno e fibre.

La presente tesi è stata suddivisa in 2 parti principali, in cui si affrontato in principio la teoria che i diversi ricercatori e studiosi del campo geotecnico hanno sviluppato e redatto nei loro studi di ricerca. Esponiamo quindi una serie di articoli che riportano un ricco database di dati inerenti prove di laboratorio su campioni di terreno composito con diverse qualità e quantità di fibre, utile all'elaborazione di un modello per la predizione del comportamento tenso-deformativo della matrice suolo-fibre. Nella seconda parte viene presentata la parte sperimentale della presente tesi, in cui abbiamo raccolto, analizzato e testato due tipi di terreno misto a fibre di polipropilene mediante diverse prove atte a fornirci una serie di elementi necessari per l'elaborazione di uno schema di rottura.

Capitolo Primo

1.1 Michalowskia & Čermák - Strength anisotropy of fiber-reinforced sand

I ricercatori hanno osservato, sia nelle applicazioni pratiche che in prove di laboratorio, la distribuzione delle fibre può essere caratterizzata da un piano dell'orientamento "privilegiato". Nelle applicazioni pratiche, tale piano è determinato con la tecnica della compattazione (ad esempio, quella della laminazione del sottofondo stradale fibrorinforzato) e nelle prove di laboratorio è determinato dalla tecnica di preparazione del campione (per vibrazione o per battitura). La distribuzione delle fibre determina l'anisotropia del comportamento meccanico del terreno fibrorinforzato. Nella loro precedente ricerca, avevano ipotizzato che le fibre, sottoposte a tensione, contribuissero solo ad un aumento della resistenza del terreno e che il contributo di una singola fibra dipendesse dall'orientamento rispetto agli assi principali di deformazione del composito. Tutto questo viene messo in evidenza nel sottostante documento di ricerca.

Poiché l'orientamento della distribuzione delle fibre nelle applicazioni pratiche è chiaramente anisotropo, l'uso di modelli isotropi porta a delle previsioni inesatte per quanto riguarda il guadagno della resistenza attribuito alle fibre. Nei casi in cui il carico predominante sia perpendicolare al piano "privilegiato", rispetto all'orientamento delle fibre, i modelli isotropi, danno una previsione meno accurata sulla resistenza dovuta alle fibre.

Esperimenti di laboratorio mostrano che quando il suolo fibrorinforzato è sottoposto a grandi sforzi, la variazione della distribuzione dell'orientamento delle fibre produce un aumento della resistenza anisotropa.

In questo loro documento, i ricercatori hanno presentato prima i risultati sperimentali delle prove triassiali sulla sabbia con fibre distribuite lungo la direzione preferenziale, seguiti da una descrizione matematica dell'aumento della forza nella sabbia con una distribuzione anisotropa delle fibre. Hanno anche discusso sull'evoluzione della condizione resa a causa dell'indurimento anisotropo.

Gli studiosi hanno usato della sabbia fine e della sabbia a grana grossa con le seguenti caratteristiche:

- sabbia fine: $d_{50}=0,22mm$, $C_u=1,60$, peso specifico $G=2,65$, $e_{min}=0,52$ ed $e_{max}=0,80$;
- sabbia a grana grossa: $d_{50}=0,89mm$, $C_u=1,52$, $G=2,65$, $e_{min}=0,56$ ed $e_{max}=0,89$.

Le fibre utilizzate sono in poliammide mono-filamento e in acciaio zincato. Per il test "pull-through" hanno utilizzato una scatola a taglio modificata per determinare l'angolo di attrito delle fibre. Questo angolo è risultato dipendente dalla pressione ed è variato da $18,5^\circ$, con una pressione normale di 100kPa, fino a circa $15,5^\circ$ a 800kPa, per le fibre poliammidiche

nella sabbia fine. Per le fibre in acciaio questo angolo varia da 26° a 21° nella stessa gamma di tensioni normali. Nella sabbia grossa l'angolo di attrito d'interfaccia è rimasto circa lo stesso.

Le prove di compressione triassiale sono state eseguite su campioni cilindrici fibrorinforzati di 94,5mm di altezza e di diametro.

La quantità di fibre nei campioni è stata descritta come la concentrazione media delle fibre $\bar{\rho}$, ossia:

$$\bar{\rho} = V_f/V \quad (1)$$

dove V_f è il volume delle fibre presenti nel campione e V è il volume dell'intero campione. La quantità di fibre presente nei campioni è $\bar{\rho} = 0,25\%$. Sono state eseguite due serie di prove: la prima con sabbia fine e (a) con le fibre distribuite con un orientamento a random, (b) tutte le fibre distribuite in direzione orizzontale e (c) tutte le fibre distribuite in direzione verticale. I campioni sono stati testati sia con le fibre di poliammide che con quelle in acciaio. La seconda serie di test includeva un

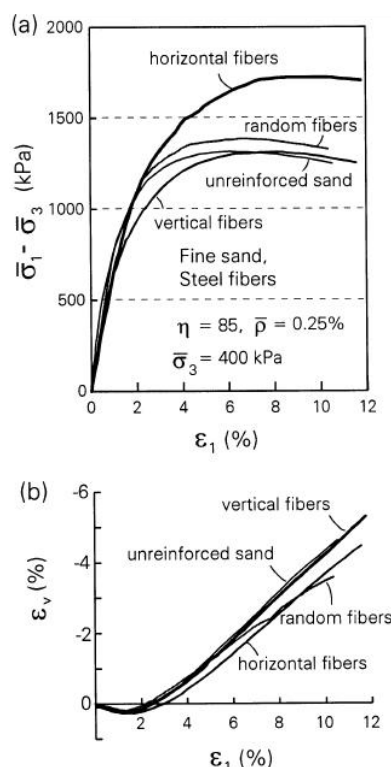


Figura 2. Sabbia fine con fibre in acciaio: (a) comportamento sforzo-deformazione e (b) deformazione volumetrica.

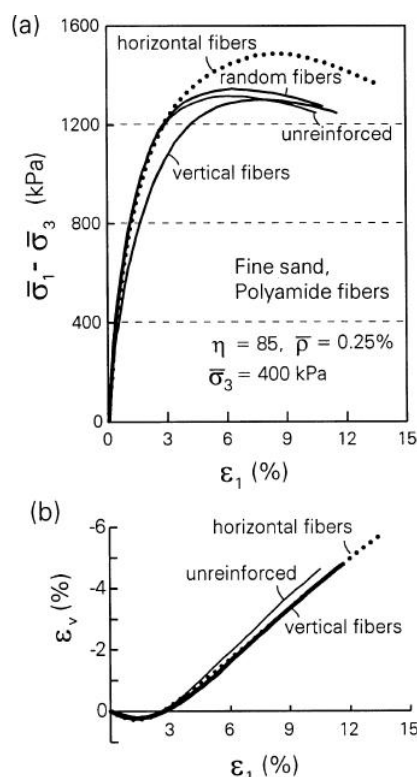


Figura 1. Sabbia fine con fibre di poliammidiche: (a) comportamento sforzo-deformazione e (b) deformazione

programma identico, ma con sabbia a grana grossa. Inoltre, i campioni con sabbia fine sono stati testati con una elevata concentrazione di fibre ($\bar{\rho} = 2\%$) sotto grandi sforzi per catturare l'effetto cinematico dell'indurimento causato dalla variazione dell'orientamento delle fibre. Il rapporto dei vuoti richiesto era $e = 0,58$ ed $e = 0,66$ per la sabbia fine e a grana grossa, rispettivamente. Il processo di caricamento è stato drenato e comprendeva un aumento isotropo della sollecitazione di confinamento fino a 400kPa, seguito da un aumento del carico deviatorico. Tale aumento è stato cinematicamente controllato ad una velocità di 0,16mm/min e questo carico è proseguito a regime nella post-rottura.

I due campioni con fibre distribuite con orientamento casuale sono stati testati con sollecitazioni di confinamento di 300 e 400kPa.

I risultati delle prove

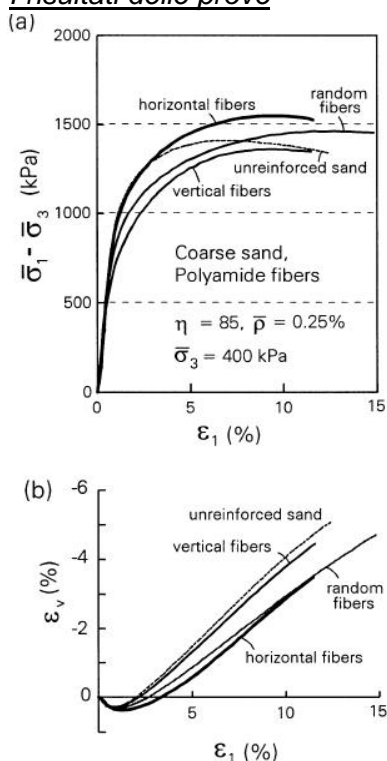


Figura 3. Sabbia a grana grossa con fibre poliammidiche: (a) comportamento sforzo-deformazione e (b) deformazione volumetrica.

vantaggio sulla resistenza del composito, mentre le fibre verticali hanno un effetto negativo sulla rigidità e non forniscono alcun aumento di resistenza. L'aumento della forza dei campioni con un orientamento delle fibre distribuite casualmente viene molto ridotto a causa della minor concentrazione volumetrica utilizzata in questa serie di test ($\bar{p} = 0,25\%$). Tuttavia, i risultati confermano l'ipotesi affermata in precedenza, ossia che le fibre in compressione non contribuiscono al rafforzamento e possono anche avere un effetto negativo. Il calo della resistenza è marginale, ma è associato ad una netta diminuzione della rigidità iniziale.

Le fibre che contribuiscono maggiormente alla resistenza sono quelle con un orientamento nella direzione di estensione massima del campione. In compressione assialsimmetrica l'estensione massima si verifica nel piano orizzontale, pertanto, il contributo delle fibre

1) Nelle prime prove è stata usata una piccola concentrazione volumetrica di fibre, pari a $\bar{p} = 0,25\%$, inserendo le fibre manualmente nei campioni con orientamento verticale e orizzontale. Questi test non sono stati progettati per indicare l'aumento della resistenza in funzione alla concentrazione in fibre, ma piuttosto per indicare la tendenza qualitativa dell'effetto di rinforzo in funzione all'orientamento delle fibre. Ciò è di interesse nello sviluppo di un modello per la descrizione della forza anisotropa nei terreni fibrorinforzati.

La fig. 1 illustra il comportamento della sabbia fine rinforzata con fibre di poliammide con un orientamento verticale, un orientamento orizzontale e con una distribuzione casuale dell'orientamento. In aggiunta, viene mostrata la curva sforzo-deformazione della sabbia non rinforzata. La fig. 2 mostra una serie di test simili, ma con le fibre in acciaio. È chiaro che in entrambi i test, le fibre orizzontali hanno un

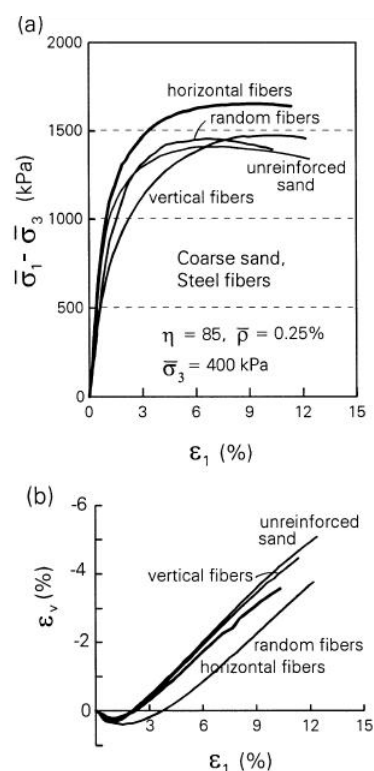


Figura 4. Sabbia a grana grossa con fibre in acciaio: (a) comportamento sforzo-deformazione e (b) deformazione volumetrica.

orizzontali è il più grande. In un campione con fibre distribuite casualmente, una parte delle fibre viene compressa e una parte viene sottoposta ad estensione (a diversa intensità), di conseguenza, il contributo complessivo di tali fibre alla resistenza è inferiore rispetto a quello delle fibre orizzontali con la stessa concentrazione. L'aumento della resistenza prodotta dalle fibre in acciaio è maggiore di quella prodotta dalle fibre poliammidiche. Ciò è dovuto ad un diverso angolo di attrito d'interfaccia dei due tipi di fibre. Per le fibre in acciaio, da questo punto di vista, l'angolo è risultato essere compreso nell'intervallo tra i 26° e 21° e per le fibre poliammidiche tra i $18,5^\circ$ e $15,5^\circ$.

Un effetto di rinforzo simile può essere identificato nella sabbia a grana grossa (si veda figg. 4 e 5), con l'eccezione dei campioni con fibre distribuite casualmente la cui dilatanza inibisce in misura maggiore [si confrontino, ad esempio, le figg. 1(b) e 3(b)].

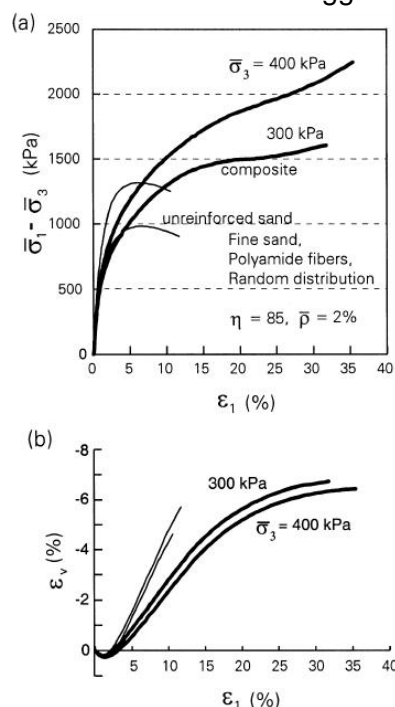


Figura 5. Indurimento cinematico della sabbia fine con fibre poliammidiche: (a) comportamento sforzo-deformazione e (b) deformazione volumetrica.

2) Nel secondo tipo di test i campioni, con orientamento casuale delle fibre, vengono sottoposti a grandi sforzi. Le curve sforzo-deformazione, dei due campioni con fibre distribuite casualmente e testati con sollecitazioni di confinamento pari a 300 e 400 kPa, sono mostrate in fig. 5. La concentrazione delle fibre è ora del 2% ed i campioni si deformano sotto grandi sforzi.

Come previsto, l'aumento della resistenza è notevolmente cresciuta, in proporzione alla concentrazione delle fibre che è aumentata di 8 volte. Inoltre, la dilatanza dei campioni è inibita da una maggiore concentrazione [si veda la fig. 6(b)]. Le curve sforzo-deformazione non presentano un picco, rispetto ad esempio alle curve di fig. 2. Invece, lo sforzo deviatorico prima aumenta con la diminuzione della derivata prima e poi raggiunge un punto di flesso a circa il

25% della deformazione verticale del campione. Dopo questo punto l'aumento dello stress deviatorico è associato ad un aumento della derivata prima. Questo è un chiaro effetto di indurimento e si è visto nelle curve sforzo-deformazione di fig. 6(a). Il calcolo delle sollecitazioni è stato compensato dalla variazione della geometria del provino, ma lo sforzo ϵ_1 è un sforzo ingegneristico (nominale) e non è la misura della tensione maggiore. Se fosse stata utilizzata una misura della deformazione naturale (logaritmica), questo effetto non sarebbe stato distinto, come per la tensione della pressione nominale progressivamente sottovaluta rispetto alla deformazione reale.

L'effetto di indurimento notato negli esperimenti è probabilmente causato dalla variazione di orientamento delle fibre presenti nel campione. Questa ipotesi è coerente con le precedenti osservazioni che indicano che la resistenza della sabbia fibrorinforzata con orientamento delle fibre casuale era inferiore rispetto a quella di un campione rinforzato con sole fibre orizzontali.

Analisi della forza anisotropia nei campioni di sabbia fibrorinforzati

a) *Background della forza isotropa*

Lo sforzo dovuto alla deformazione di un elemento di terreno fibrorinforzato è dato dal lavoro delle forze esterne che agiscono su tale elemento ($\bar{\sigma}_{ij}$) e che deve necessariamente essere uguale al lavoro interno. Si ha quindi dissipazione di lavoro. Il lavoro di dissipazione sul terreno fibrorinforzato si verifica sulle sue interfacce e viene determinato utilizzando la seguente regola generale per l'omogeneizzazione:

$$\bar{\sigma}_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} = 1/V \cdot \int_V \dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij}) dV \quad (2)$$

dove $\bar{\sigma}_{ij}$ è lo sforzo sull'elemento macroscopico (omogeneizzato), $\dot{\epsilon}_{ij}$ è la velocità media di deformazione del composito, $\dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij})$ è il tasso di dissipazione del lavoro nell'elemento e V è il volume dell'elemento deformante.

Durante il processo di deformazione, parte del lavoro svolto dal carico viene utilizzato nel sistema come energia di deformazione elastica e parte del lavoro viene dissipato (tramite il processo di plasticizzazione). La rottura è qui definita come lo stato di sollecitazione in cui la rigidità del composito scende a zero. Pertanto, come per la deformazione a rottura che avviene senza aumento di carico, l'energia di deformazione nel sistema rimane costante (l'energia di deformazione elastica o tasso di incremento è uguale a zero). Quindi, l'incremento dell'intero lavoro dovuto a rottura, viene dissipato.

b) *Distribuzione dell'orientamento delle fibre*

La distribuzione dell'orientamento delle fibre nelle applicazioni pratiche, nel terreno rinforzato, è anisotropa a causa delle tecniche di posizionamento e di compattazione (per laminazione) del suolo. Nelle tipiche condizioni di costruzione, il piano orizzontale è il piano di posa, mentre la distribuzione dell'orientamento delle fibre può essere descritta come funzione dell'inclinazione dell'angolo θ rispetto all'orizzontale. La concentrazione delle fibre può essere meglio rappresentata come funzione della concentrazione media $\bar{\rho}$ nell'eq. (1) e dall'angolo θ . Tale funzione è stata suggerita in precedenza da

Michalowski per il terreno fibrorinforzato ed è qui presentata in una forma leggermente diversa

$$\rho(\theta) = \bar{\rho}(A + B|\cos^n \theta|) \quad (3)$$

dove A , B , e n sono costanti, ma solo due di loro sono indipendenti. La concentrazione media delle fibre nell'eq. (1) deve, naturalmente, essere pari a

$$\bar{\rho} = 1/V \cdot \int_V \rho(\theta) dV \quad (4)$$

Integrando poi la distribuzione dell'eq. (3), la costante B può essere trovata in funzione di A e n

$$B = (1 - A) / \left(\int_0^{\pi/2} \cos^{n+1} \theta d\theta \right) \quad (5)$$

Se n è un numero intero positivo allora

$$B = (1 - A) (1 + n)!! / n!! \quad (6)$$

dove $!!$ è il doppio fattoriale [$n!! = 2 \cdot 4 \cdot 6 \dots n$ mentre $(n + 1)!! = 3 \cdot 5 \cdot 7 \dots (n + 1)$]. Nel caso

pratico in cui non siano presenti fibre verticali, sia ha che il coefficiente $A = 0$. Tale distribuzione è

illustrata in fig. 6 e altri esempi sono mostrati in fig. 7. La distribuzione nell'eq. (3) diventa isotropa quando $B = 0$ [che implica anche che $A = 1$, si veda l'eq. (5)].

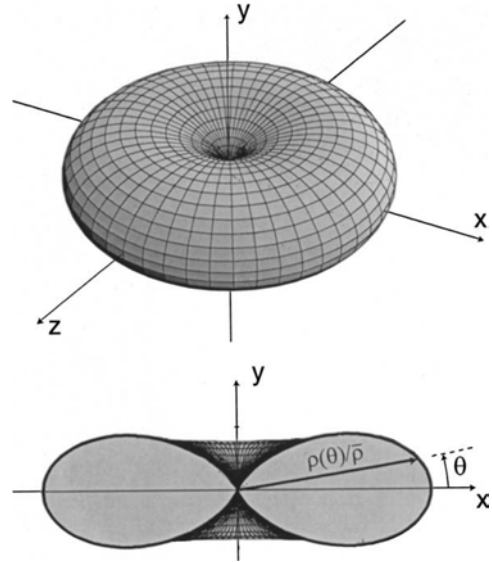


Figura 6. Distribuzione assialsimmetrica nell'orientamento delle fibre in funzione al coseno.

c) Tasso di dissipazione del lavoro in caso di rottura

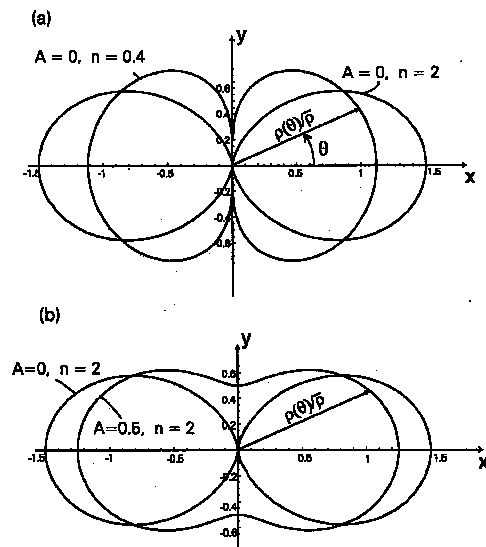


Figura 7. Fibra orientamento distribuzione

Le fibre di interfaccia nella sabbia sono state considerate, in questo studio, avere una natura di attrito e il lavoro di dissipazione si verifica durante lo scorrimento delle fibre nella matrice sabbia o durante la deformazione plastica delle fibre dopo lo sforzo, ossia quando le fibre hanno raggiunto il loro punto di snervamento. Il tasso di dissipazione del lavoro per una singola fibra è stato studiato in precedenza da Michalowski, e da li sono partiti per studiare la dissipazione del lavoro nel composito sabbia-fibre, con una distribuzione uniforme materiale isotropo. Per integrare la dissipazione del lavoro nel composito con una distribuzione anisotropa di fibre, viene introdotta l'integrazione dello spazio sferico, si veda la fig. 8 (nella figura viene mostrata solo 1/4

della sfera). La deformazione di un elemento composito (si veda fig. 9) è quindi trasformata in uno spazio di integrazione sferico, in cui tutte le fibre si spostano nello spazio di origine in modo parallelo. Tale operazione è ammissibile in quanto la dissipazione dipende solo dall'orientamento delle fibre e non dalla loro posizione specifica nel campione.

La deformazione della matrice nell'elemento di fig. 9 è regolata dalla condizione resa da Mohr-Coulomb che ne regola la normalità. Di conseguenza in un campione, il processo di compressione e il tasso principale di deformazione a compressione nella direzione y' (si faccia riferimento alla fig. 8) generano, nelle fibre che si trovano tra piani $OBCO$ e $OECO$, un regime di trazione, mentre sopra e sotto questi piani le fibre sono sottoposte a compressione. L'angolo di inclinazione di questi piani è stato trovato in precedenza da Michalowski:

$$\theta_0 = \pm(\pi/4 + \varphi/2) \quad (7)$$

e rappresenta l'angolo di attrito interno alla matrice della sabbia. Poiché le fibre sottoposte a compressione non contribuiscono alla resistenza, come dimostrato da precedenti esperimenti (probabilmente a causa di problemi di piegatura e di deformazione), la dissipazione deve essere integrata solo per le fibre che rientrano nell'intervallo che si forma tra i piani $OBCO$ e $OECO$. Tuttavia, la distribuzione dell'orientamento delle fibre non deve essere simmetrica rispetto al piano $y'Oz'$, cioè rispetto agli assi xyz di fig. 6(a), perché in generale, essi non coincidono con gli assi $x'y'z'$ nello spazio di integrazione (si veda la fig. 8).

L'angolo viene misurato in senso antiorario a partire dall'asse x' nello spazio di

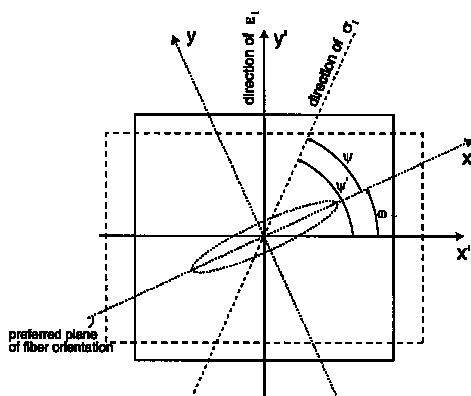


Figura 9. Piano di deformazione di un elemento composito.

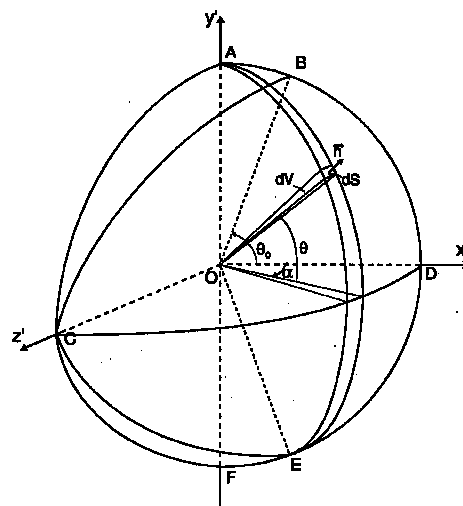


Figura 8. Integrazione spaziale.

integrazione o viene introdotta una deviazione angolare nel piano $x'y'$ (si veda la fig. 9), in quanto quest'angolo descrive l'angolo di inclinazione del piano (orientamento privilegiato) rispetto al piano orizzontale $x'Oz'$. Ai fini dell'integrazione, il corrispondente angolo di deviazione, funzione dell'angolo α (si veda la fig. 8), è stato determinato come:

$$\omega^* = \tan^{-1}(\cos \alpha \tan \omega) \quad (8)$$

e conseguentemente la distribuzione dell'orientamento delle fibre dell'eq. (3) assume la forma:

$$\rho(\theta) = \bar{\rho}[A + B|\cos^n(\theta - \omega^*)|] \quad (9)$$

Seguendo gli sviluppi precedenti, la derivata del tasso di dissipazione del lavoro di deformazione di un elemento con fibre slittate è:

$$\dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij}) = 1/\pi \cdot \eta \tan \varphi_w p \dot{\epsilon}_1 \int_0^{\pi/2} \int_{-\theta_0^*}^{\theta_0^*} \rho(\theta) [K_p \cos^2 \alpha \cos^2 \theta - \sin^2 \theta] \cos \theta d\theta d\alpha \quad (10)$$

e per le fibre soggette ad un flusso plastico (ossia a rottura) si ha:

$$\dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij}) = \frac{\sigma_0}{\pi} \left(1 - \frac{1}{4\eta p \tan \varphi_w} \frac{\sigma_0}{p}\right) \dot{\epsilon}_1 \int_0^{\pi/2} \int_{-\theta_0^*}^{\theta_0^*} \rho(\theta) [K_p \cos^2 \alpha \cos^2 \theta - \sin^2 \theta] \cos \theta d\theta d\alpha \quad (11)$$

dove η è il rapporto di aspetto delle fibre, φ_w è l'angolo di attrito d'interfaccia delle fibre nella sabbia, σ_0 è il punto di snervamento delle fibre, p è dato dall'eq. (13), $\dot{\epsilon}_1$ è il fondamentale fattore di velocità di deformazione principale ($\dot{\epsilon}_1 = \dot{\epsilon}_{y'}$), la distribuzione dell'orientamento delle fibre è data dall'eq. (9), il coefficiente $K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ e $\theta_0^* = \tan^{-1}(\cos \alpha \tan \theta)$.

d) *Analisi per rottura anisotropica*

Per il criterio di rottura richiesto nella forma:

$$f = R - F(p, \psi) = 0 \quad (12)$$

dove R e p non variano nel piano di sollecitazione dello stato macroscopico e ψ è l'angolo di inclinazione del composito di maggiore sollecitazione principale rispetto all'asse x , si ha che:

$$R = \sqrt{(\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_y)^2/4 + \bar{\tau}_{xy}^2} \quad p = (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y)/2 \quad (13)$$

Consideriamo ora il piano tensione-deformazione dell'elemento di fig. 9. Gli assi x' e y' sono gli assi principali della velocità di deformazione $\dot{\epsilon}_{ij}$, ma, poiché il composito è anisotropo, essi non sono necessariamente gli assi principali dello sforzo macroscopico $\bar{\sigma}_{ij}$. Pertanto, il principio di omogeneizzazione dell'eq. (2) può essere riscritto come:

$$\bar{\sigma}_{y'} \dot{\epsilon}_{y'} + \bar{\sigma}_{y'} \dot{\epsilon}_{y'} + 2\bar{\tau}_{x'y'} \dot{\epsilon}_{x'y'} = \dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij}) \quad (14)$$

Ora introducendo il parametro q' di sollecitazione, che vale:

$$q' = (\bar{\sigma}_{x'} - \bar{\sigma}_{y'})/2 = R \cos 2\psi' \quad (15)$$

(si veda la fig. 9 per individuare ψ') e notando che $\dot{\epsilon}_{x'y'} = 0$, l'eq. (14) può essere riscritta come:

$$q'(\dot{\epsilon}_{x'} - \dot{\epsilon}_{y'}) + p(\dot{\epsilon}_{x'} - \dot{\epsilon}_{y'}) = \dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij}) \quad (16)$$

Considerando che per uno sforzo nel piano di Mohr-Coulomb, il materiale governato dalla regola di normalità $\dot{\varepsilon}_{x'}/\dot{\varepsilon}_{y'} = \dot{\varepsilon}_3/\dot{\varepsilon}_1 = -K_p$ e osservando la relazione tra q' e R nell'eq. (15), si può trasformare l'eq. (16) nella:

$$R = [\dot{D}(\sigma_{ij})/\dot{\varepsilon}_1 - p(1 - K_p)] / (1 + K_p) \cdot \cos 2\psi / [\cos 2(\psi + \omega)] \quad (17)$$

L'eq. (17) rappresenta la funzione $F(p, \psi)$ dell'eq. (12). Trovare il criterio di rottura della sabbia fibrorinforzata con una distribuzione anisotropica nell'orientamento delle fibre, comporta la minimizzazione di R nell'eq. (17) dato p e ψ , con l'angolo di deviazione ω come variabile.

Ci possono essere due aspetti discutibili nel concetto di omogeneizzazione qui presentato.

- Il primo è legato all'applicazione della regola di normalità dell'attrito nella matrice del composito. La regola di flusso associata alla condizione Mohr-Coulomb di rendimento è stata impugnata nella letteratura in quanto porta in genere ad una deformazione volumetrica maggiore rispetto a quella osservata in laboratorio. Pertanto, l'applicazione della regola di normalità può portare ad alcune sovrastime rispetto alla vera forza composita. Le prove di laboratorio su sabbia con rinforzo isotropico in fibre indicano che la regola associativa di plasticità applicata alla matrice del composito produce una descrizione piuttosto accurata del criterio di rottura della forza composita. In ragione di questi risultati di laboratorio e della disciplina matematica, la regola di normalità è stata applicata alla matrice del materiale.
- La seconda approssimazione che richiede un commento, riguarda il presupposto che la deformazione del composito coincida con la deformazione della matrice (naturalmente le direzioni principali dello stato di sollecitazione nella matrice e nel composito non coincidono). Questa affermazione non indica che l'aggiunta di fibre alla matrice non altera la deformazione composita. Se i due elementi rappresentativi, uno contenente materiale di sola matrice sabbia e l'altro composto dal composito sabbia-fibre, vengono caricati fino a rottura lungo lo stesso percorso di carico, la risposta di deformazione dei due elementi, in generale, sarà diversa per il fatto che le direzioni principali della deformazione saranno diverse per i due elementi.

Da ciò si deduce che non è irragionevole contestare l'ipotesi che la deformazione macroscopica del composito è disciplinata dalla stessa regola di deformazione della sola matrice sabbia. Il contenuto volumetrico delle fibre nel composito è piccolo (meno dell'1%, nelle applicazioni pratiche) e non sono suscettibili a influenzare la deformazione media del modello della matrice in misura significativa. Lo stato di sollecitazione media

del composito, ovviamente, può variare notevolmente in funzione allo stato di sollecitazione nella matrice.

e) *Esempio di criterio a rottura anisotropica nella sabbia fibrorinforzata*

La funzione della distribuzione nell'eq. (3) viene utilizzata qui impostando $A = 0$ ed $n = 2$ [si veda la fig. 7(a)]. Questa distribuzione assume una semplice forma:

$$\rho(\theta) = \bar{\rho} \cdot 3/2 \cdot \cos^2 \theta \quad (18)$$

Questa è una distribuzione realistica, con l'orizzontale ($\theta = 0$) parallela al piano di posa e senza fibre in direzione verticale. I restanti parametri necessari per definire il criterio di rottura sono: la concentrazione media di fibre $\bar{\rho} = 5\%$ ($\bar{\rho} = 0,05$), le proporzioni delle fibre $\eta = 250$, il limite di snervamento delle fibre $\sigma_0 = 50 \text{ MPa}$, l'angolo di attrito interno della sabbia $\varphi = 36^\circ$ e l'angolo di attrito d'interfaccia delle fibre nella sabbia $\varphi_w = 27^\circ$. Al fine di ottenere un netto aumento della forza, la concentrazione delle fibre ($\bar{\rho}$) e le proporzioni (η) sono più elevate rispetto a quelle utilizzate tipicamente nelle applicazioni pratiche.

Lo schema di minimizzazione descritto nel paragrafo precedente è stato utilizzato per arrivare alla resistenza a taglio del composito ed è presentato in fig. 10. L'interno della superficie conica rappresenta la resistenza della sabbia (funzione Mohr-Coulomb). La resistenza a taglio R è invece rappresentata dal raggio della superficie conica:

$$R = \sqrt{q^2 + \tau_{xy}^2}; \quad q = (\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_y)/2.$$

Poiché la superficie interna è assialsimmetrica, la resistenza R è indipendente dall'orientamento e questa superficie rappresenta la forza isotropa. La superficie esterna rappresentata in fig. 10 è stata determinata per il composito, minimizzando la resistenza a taglio R dell'eq. (17). Chiaramente, questa superficie non è assialsimmetrica e indica che il composito è anisotropo. La superficie di snervamento per la sabbia fibrorinforzata ha due sezioni [si veda la fig. 11(b)]: una superficie conica lineare associata al

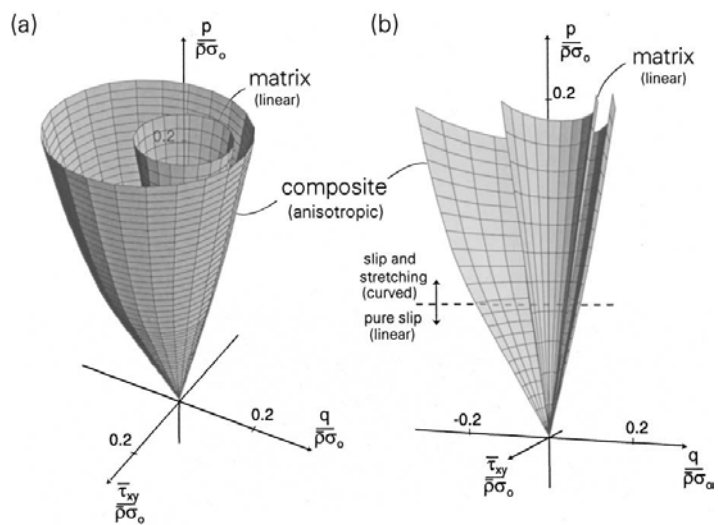


Figura 10. Condizione di insufficienza anisotropica per sabbia fibrorinforzata: (a) superficie di rottura e (b) sezione trasversale

puro slittamento delle fibre nella matrice sabbia e una superficie conica non-lineare associata alla rottura delle fibre. Teoricamente, la rottura delle fibre può verificarsi quando il

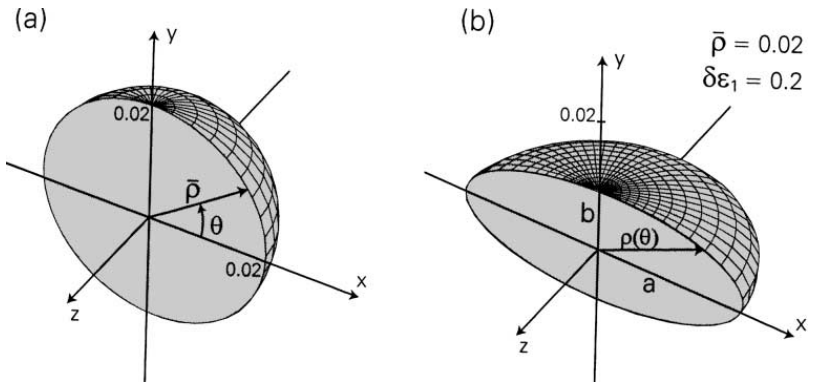


Figura 11. Variazione dell'orientamento nella distribuzione delle fibre: (a) distribuzione originale, (b) distribuzione dopo il 20% del maggior sforzo principale.

livello di snervamento delle fibre è basso e la tensione di confinamento è molto grande, oppure quando il rapporto di aspetto delle fibre è molto grande. Non è stata osservata Nessuna rottura delle fibre in poliammide, in acciaio o in vetro è stata osservata negli esperimenti 2 e 3. Un caso pratico di rottura del composito avviene per lo scorrimento delle fibre. Le due sezioni della superficie sono state determinate minimizzando R nell'eq. (17), con una dissipazione in entrambe le eq. (10) o (11).

f) L'indurimento cinematico e l'anisotropia indotta

Una descrizione della sabbia fibrorinforzata anisotropa è stata mostrata nelle precedenti sezioni. Qui, viene fatto un tentativo di spiegare il processo di indurimento che si vede nella fig. 5. Gli esemplari in fig. 6 erano originariamente isotropici con una distribuzione delle fibre come presentate in fig. 11(a). Tuttavia, durante la compressione triassiale la distribuzione varia, come indicato nella fig. 11(b). Questa distribuzione è la fonte dell'anisotropia (induzione anisotropa) e il processo può essere classificato come cinematico. La distribuzione ellissoidale dell'orientamento delle fibre può essere descritta come:

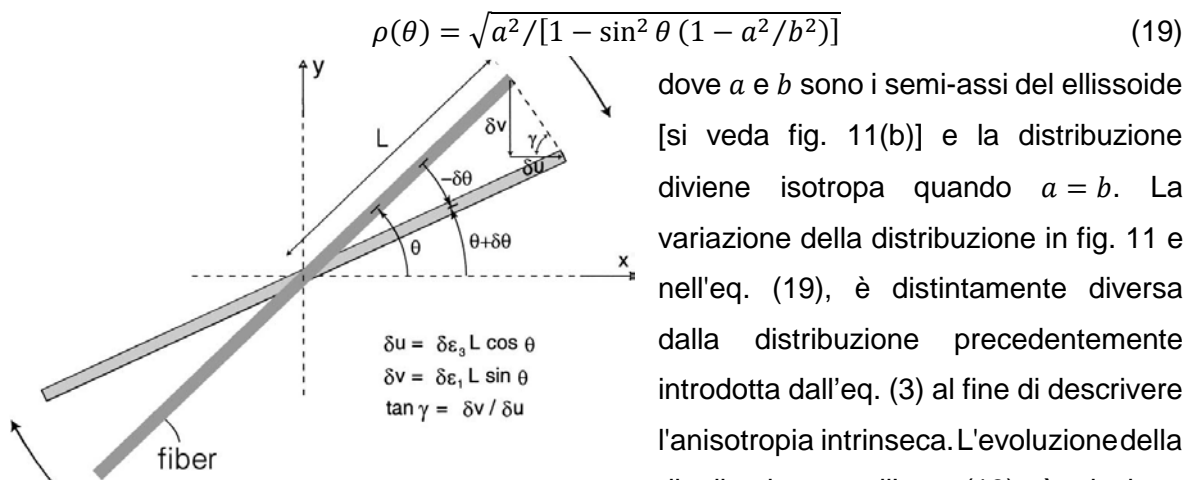


Figura 12. Variazione di orientamento di una singola fibra durante un processo di deformazione composita.

dove a e b sono i semi-assi dell'ellissoide [si veda fig. 11(b)] e la distribuzione diviene isotropa quando $a = b$. La variazione della distribuzione in fig. 11 e nell'eq. (19), è distintamente diversa dalla distribuzione precedentemente introdotta dall'eq. (3) al fine di descrivere l'anisotropia intrinseca. L'evoluzione della distribuzione nell'eq. (19) è risultata

essere più semplice nella sua interpretazione e pertanto è stata utilizzata nei calcoli cinematici.

Considerando che la deformazione governi lo stato di normalità associato alla condizione del rendimento di Mohr-Coulomb, il cambiamento dell'inclinazione di una singola fibra (si veda la fig. 12) può essere descritta come:

$$\delta\theta = -\tan^{-1} \left[\frac{\left(\delta\bar{\varepsilon}_1 \sin(\gamma + \theta) \sqrt{\sin^2\theta + \frac{K_p^2}{4} \cos^2\theta} \right)}{\left(1 + \delta\bar{\varepsilon}_1 \cos(\gamma + \theta) \sqrt{\sin^2\theta + \frac{K_p^2}{4} \cos^2\theta} \right)} \right] \quad (20)$$

dove $\gamma = \tan^{-1}(2 \tan \theta / K_p)$ e $K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$.

L'evoluzione del parametro a dell'eq. (19)

può essere calcolato dal cambiamento di inclinazione della fibra mediante l'eq. (20) e la variazione del parametro b può essere trovata dal fatto che la concentrazione media delle fibre, eq. (1), non è cambiata durante la deformazione del processo (solo l'orientamento delle fibre è cambiato). Di conseguenza, la resistenza della sabbia fibrorinforzata può essere calcolata nelle diverse fasi della deformazione, caratterizzata dal cambiamento dell'orientamento nella

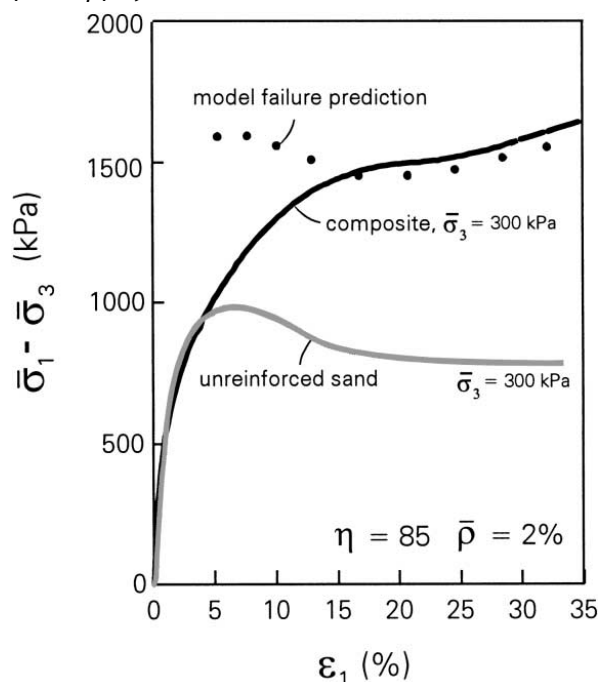


Figura 13. Aumento dello stress deviatorico previsto.

distribuzione delle fibre. Tali calcoli sono stati effettuati ed i risultati sperimentali sono stati sovrapposti al rapporto sforzo-deformazione in fig. 13. La previsione di stress nella fase iniziale della processo non è precisa, poiché la sabbia è stata considerata come rigido-plastica e la graduale mobilitazione dovuta allo sforzo non è stata simulata. Il calo iniziale di stress è stato previsto associandolo al rammollimento della sabbia. Tuttavia, dopo circa 15% di deformazione, l'evoluzione della distribuzione delle fibre porta ad un chiaro effetto di indurimento. Questo effetto è un indurimento cinematico (o anisotropo), in cui il composito diventa più forte nella direzione del percorso di sollecitazione, ma diventa più debole in direzione trasversale.

Questa analisi indica l'importanza della variazione nella distribuzione delle fibre e per convalidare l'ipotesi che l'evoluzione in questa distribuzione è responsabile dell'effetto dell'indurimento.

Conclusioni: Questi test non sono stati progettati per indicare l'aumento della resistenza in funzione alla concentrazione delle fibre, ma piuttosto indicano una tendenza qualitativa dell'effetto di rinforzo in funzione all'orientamento delle fibre. Le fibre orizzontali forniscono un vantaggio maggiore alla resistenza del composito.

1.2 Prabakara & Sridhar - Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil

Solo di recente, le fibre naturali sono state utilizzate come materiale da rinforzo nel terreno per il loro costo abbordabile e della loro resistenza. Oltre a questi dichiarati vantaggi, le fibre naturali hanno alcuni svantaggi pratici, come la riproducibilità e la biodegradabilità. Il problema della biodegradabilità può essere efficacemente superata applicando dei rivestimenti chimici sulle fibre, utilizzando composti polimerici. Anche se esiste una vasta gamma di materiali naturali utili come prodotto da rinforzo del terreno per migliorare le proprietà ingegneristiche dei terreni come la juta, le fibre di cocco, la sisal, il bambù, il legno, le foglie di palma, le foglie di noce di cocco, la polvere di cocco, il cotone, l'erba, ecc..., i ricercatori si stanno concentrando su una limitata varietà di materiali come il bambù, la juta e le fibre di cocco mentre altri validi materiali sono attualmente rimasti senza considerazione. Di questi materiali non sperimentati, la sisal è un'allettante prospettiva di essere utilizzata come materiale naturale per il rinforzo del terreno nelle forme di (a) semplici fibre, (b) fibre geotessili e (c) fibre geosintetiche (dopo aver ricevuto un adeguato trattamento chimico-termico).

Per comprendere completamente il comportamento della resistenza del suolo rinforzato con fibre di sisal distribuite in modo casuale e per valutare l'idoneità delle fibre come materiale di rinforzo, sono stati effettuati una serie di esperimenti su campioni non espansivi di terreno, con diverse percentuali di fibre. Le prove triassiali non drenate sono state effettuate su un suolo rinforzato con fibre sisal, per analizzare il comportamento sforzo-deformazione di questo materiale innovativo. Questo documento intende presentare i risultati dell'indagine per valutare l'utilità delle fibre di sisal come materiale da rinforzo nel terreno. Esso descrive principalmente l'effetto delle fibre sisal nel suolo, il comportamento a compattazione del suolo, la forza e la deformazione del terreno in questione.

Nel presente studio, è stato utilizzato un campione di suolo di colore "legno-marrone", raccolto a Kasturiba Nagar, lungo la Raisen Road, a circa 12km dalla stazione ferroviaria di Bhopal e le cui caratteristiche sono riportate in tabella 1. Il campione di terreno è stato raccolto in sacchi di polietilene di juta e poi fatto asciugare all'aria. Le dimensioni finali del provino erano: 38mm di diametro e 76mm di lunghezza.

Le fibre di sisal, le cui proprietà sono elencate in tabella 2, sono state essiccate all'aria per rimuoverne l'umidità presente nelle fibre. Sono state scelte, per questo studio, quattro diverse lunghezze: 10, 15, 20 e 25mm. Le fibre sono state aggiunte al terreno in quattro percentuali diverse, ossia $\rho = 0,25 - 0,50 - 0,75 - 1\%$ per ogni tipo di lunghezza scelta. Sono risultati un totale di 17 campioni di prova (un campione non rinforzato e 16 campioni fibrorinforzati). La prova di compressione triassiale non drenata è stata eseguita ad una velocità di deformazione di 1,27mm/min sotto le pressioni di confinamento $\sigma_3 = 69, 138$ e 207kN/m².

Tabella 1. Proprietà ingegneristiche del suolo utilizzato nello studio

Proprietà del suolo		Valori
1.	Peso specifico	2,71 g/cm ³
2.	Analisi granulometrica	
	Ghiaia	0,0%
	Sabbia	6,38%
	Limo	78,48%
	Argilla	15,14%
3.	Coerenza limite	
	Limite liquido	31,36%
	Limite di plastica	17,47%
	Indice di plasticità	14,09%
4.	Classificazione IS	CL
5.	Compattazione studio	
	Contenuto di umidità ottimale	14,80%
	Massima densità secca	1,780 g/cm ³
6.	Parametri a taglio	
	Coesione	19 kN/m ²
	Angolo di resistenza a taglio	9°

Tabella 2. Proprietà fisiche e meccaniche delle fibre di sisal

Proprietà		Valori
1.	Peso specifico	962 kg/m ³
2.	Diametro medio	0,25 mm
3.	Perdita di umidità iniziale	35%
4.	Carico di rottura a trazione	286 N/mm ²

Influenza dell'inclusione delle fibre sui parametri della resistenza a taglio

Sia la lunghezza delle fibre che la loro percentuale in contenuto, svolgono un importante ruolo nello sviluppo dei parametri C ed ϕ della resistenza a taglio sul suolo fibrorinforzato. La tabella 3 mostra i valori della coesione C e l'angolo di attrito interno ϕ del terreno rinforzato. Si è osservato che aumentando il contenuto di fibre, il valore della coesione aumenta, ma andando oltre lo 0,75% del contenuto in rinforzo, il valore della coesione si riduce drasticamente. Il massimo valore osservato della coesione con una % fibrosa dello

0,75% e con fibre lunghe 20mm è di 66kPa, che è 3,67 volte superiore al corrispondente valore del suolo non rinforzato. La coesione minore si ha nel caso di fibre lunghe 10mm e con un contenuto di fibre del 1%, corrispondente ad un valore di 28kPa, che è 1,56 volte superiore rispetto a quello del terreno naturale. L'influenza della lunghezza delle fibre sul valore della coesione diventa significativa all'aumentare della lunghezza delle fibre. La coesione mobilitata dalle fibre è massima quando la lunghezza delle stesse raggiunge i 20mm. È generalmente accettato che il rinforzo non influenza in modo significativo il miglioramento dell'angolo di attrito interno. L'aumento della coesione nella matrice suolo-fibre può essere dovuta all'aumento della pressione di confinamento, causata dallo sviluppo della tensione nelle fibre e l'umidità che circonda le fibre contribuisce a formare uno strato d'acqua che viene assorbito dalle particelle di argilla, che consente al terreno rinforzato di agire come una singola matrice terreno-fibre.

Tabella 3. Parametri a taglio del terreno rinforzato

Campione numero	Lunghezza delle fibre (mm)	Contenuto in fibre (%)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito interno (°)
1	0	0	18	9
2	10	0,25	36	7
3	10	0,50	56	6
4	10	0,75	62	9
5	10	1,00	28	7
6	15	0,25	38	6,5
7	15	0,50	58	6
8	15	0,75	62	8,5
9	15	1,00	38	6
10	20	0,25	40	7
11	20	0,50	54	8
12	20	0,75	66	10
13	20	1,00	40	7
14	25	0,25	39	5,5
15	25	0,50	60	5
16	25	0,75	64	5
17	25	1,00	35	5

La variazione della coesione con la percentuale del contenuto delle fibre è lineare. È stato osservato che se il valore della coesione aumenta con l'aumento del contenuto di fibre, lo stesso non si può dire nel caso in cui si vari la lunghezza delle stesse. Infatti pur mantenendo la stessa percentuale di rinforzo l'aumento della coesione è inferiore. Si osserva inoltre che la variazione dell'angolo di attrito con il contenuto delle fibre mostra una variante non lineare. In generale, l'angolo di attrito interno aumenta aumentando il contenuto delle fibre fino al 0,75% per poi ridursi. Il valore massimo di ϕ ottenuto è di 10°

mentre il valore più piccolo è di 5°. La variazione della coesione con percentuale delle fibre e la loro lunghezza è rappresentata nelle figg. 14 e 15.

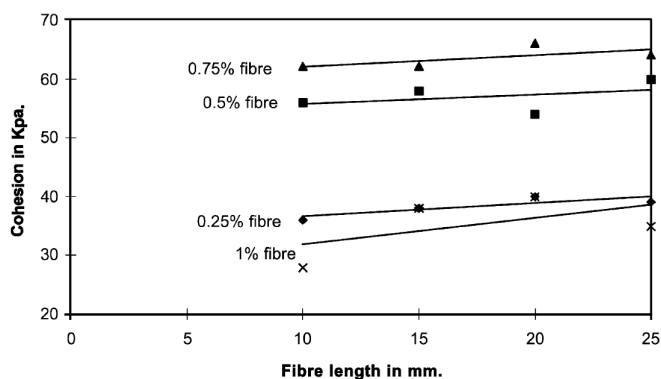


Figura 14. Come varia la coesione con la lunghezza delle fibre

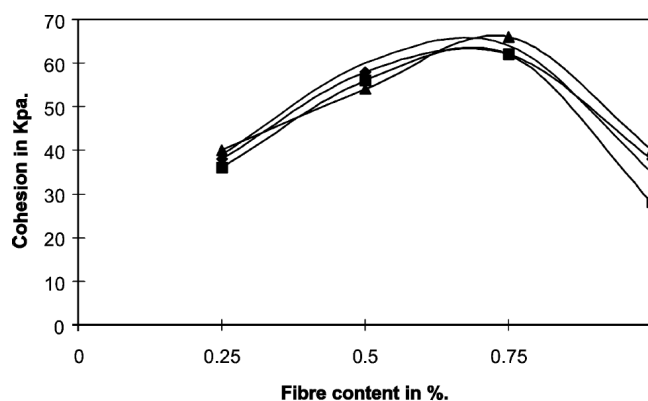


Figura 15. Come varia la coesione al variare del contenuto delle fibre

Sono stati tracciati i grafici dello sforzo-deformazione del suolo non rinforzato e del terreno rinforzato con fibre di sisal. Dai modelli delle curve sforzo-deformazione ottenuti dai campioni rinforzati si evince un miglioramento nello sforzo deviatorico al variare della percentuale e della lunghezza delle fibre. La sollecitazione deviatrice nel caso di compressione del suolo fibrorinforzato aumenta anche con l'aumento della pressione di confinamento σ_3 . Lo sforzo deviatorico nel caso di rottura del suolo non armato è 68,37, 97,93 e 117,02 kN/m² che corrispondono alle pressioni di confinamento di 69, 138 e 207 kN/m², rispettivamente. Le sollecitazioni massime a rottura sono state registrate nel suolo fibrorinforzato con il 0,75% di fibre e con una lunghezza pari a 20 mm e sono pari a 222,21, 220,89 e 261,65 kN/m², corrispondenti alle pressioni di confinamento di 69, 138 e 207 kN/m², rispettivamente. Tranne che per la terra rinforzata con fibre da 25 mm, la sollecitazione a rottura continua a migliorare, ma per i campioni rinforzati con fibre da 25 mm la compressione del suolo si riduce anche a valori inferiori rispetto a quelli del suolo non rinforzato. La variazione di ϕ , al variare del contenuto e della lunghezza delle fibre, è presentato nelle figg. 16 e 17.

Per esprimere i risultati in termini di quantità adimensionale, consideriamo il parametro "Rapporto di Resistenza R_f ", definito come il rapporto tra la resistenza a taglio del suolo fibrorinforzato e la resistenza a taglio del suolo non rinforzato, ossia:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r} \left[\frac{\text{Suolo rinforzato}}{\text{Suolo non rinforzato}} \right]$$

In tabella 4 sono riportati i valori della sollecitazione a rottura, desunti per una deformazione del 10% e troviamo inoltre il rapporto di resistenza del suolo. La deformazione a rottura adottata in questi test, per il calcolo della sollecitazione deviatorica di picco, è stata del 10%

anche se la letteratura consiglia il 20%, che risulta però non praticabile per i suoli sottoposti a carichi e quindi si è deciso di limitare la deformazione a rottura al livello del 10%. Il rapporto di resistenza diminuisce all'aumentare della pressione di confinamento.

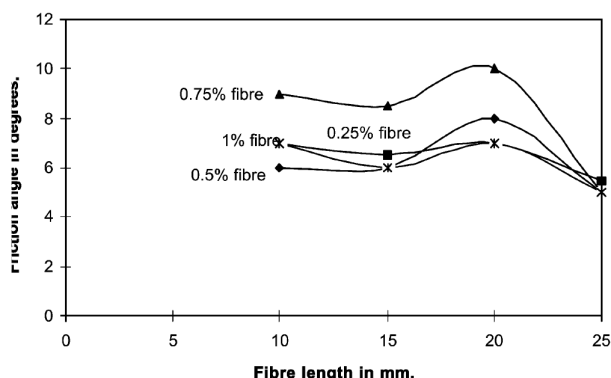


Figura 16. Come varia il π con la lunghezza delle fibre

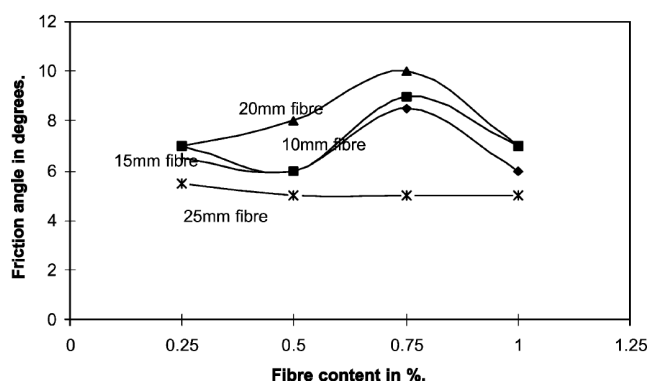


Figura 17. Come varia il π al variare del contenuto delle fibre

Effetto del contenuto delle fibre sullo sforzo deviatorico

La percentuale del contenuto delle fibre nel suolo fibrorinforzato e sottoposto a compressione, gioca un significativo ruolo nel miglioramento della sollecitazione deviatorica nei terreni fibrorinforzati. Per una specifica lunghezza delle fibre e per una data pressione di confinamento σ_1 , lo sforzo deviatorico aumentata all'aumentare del contenuto delle fibre. Questo è continua fino allo 0,75% di contenuto in fibre, oltre il quale la sollecitazione deviatorica diminuisce. Per tutte le lunghezze delle fibre, la resistenza di picco si presenta con un'inclusione di fibre dello 0,75%. Il rapporto di resistenza massimo ottenuto è pari a 3,250, per il terreno rinforzato con lo 0,75% di fibre lunghe 20mm. Questo mostra un incremento del 325% nel rapporto di resistenza rispetto al suolo non armato. Con un inclusione del 1% di fibre, con una lunghezza di 25mm e con pressioni di confinamento da 138 e 207kPa, la resistenza a taglio è inferiore rispetto a quella del suolo non rinforzato. Con un aumento del contenuto delle fibre oltre il 0,75%, si riduce la quantità di particelle del terreno e questo porta a una minore mobilitazione della coesione. Questa può essere la ragione per la riduzione dello sforzo deviatorico oltrepassando una quantità fibrosa dello 0,75%.

Conclusioni: la gamma di OMC del terreno rinforzato è compreso tra il 19,2% e il 16,0%. La sollecitazione a taglio aumentata in modo non lineare all'aumentare della lunghezza delle fibre dai 20mm in poi, dove un aumento della lunghezza riduce lo sforzo di taglio. Al di là del contenuto dello 0,75% di fibre, lo sforzo a taglio si riduce con l'aumento del contenuto di fibre. La stessa cosa succede per la coesione.

Tabella 4. Il mancato rapporto deviatore lo stress e la forza della terra rinforzata

Campione numero	Lunghezza delle fibre [mm]	Contenuto in fibre [%]	Sollecitazione di rottura [kPa]			Rapporto di Resistenza R_f		
1	0	0	68,37	97,93	117,02	1,000	1,000	1,000
2	10	0,25	103,99	122,12	142,30	1,521	1,247	1,216
3	10	0,50	134,48	144,25	164,06	1,967	1,473	1,402
4	10	0,75	166,41	195,08	221,87	2,434	1,992	1,896
5	10	1,00	81,52	90,72	107,82	1,192	0,926	0,921
6	15	0,25	106,79	133,21	146,33	1,562	1,364	1,250
7	15	0,50	141,59	146,21	164,65	2,071	1,493	1,407
8	15	0,75	182,55	200,56	224,91	2,670	2,048	1,922
9	15	1,00	90,45	113,21	123,75	1,323	1,156	1,058
10	20	0,25	114,39	118,35	151,20	1,673	1,209	1,292
11	20	0,50	142,00	174,87	155,15	2,076	1,786	1,326
12	20	0,75	222,21	220,89	261,65	3,250	2,256	2,236
13	20	1,00	99,93	144,63	135,43	1,462	1,477	1,157
14	25	0,25	97,50	110,47	124,28	1,426	1,128	1,062
15	25	0,50	137,42	142,39	150,49	2,010	1,454	1,286
16	25	0,75	150,88	157,86	165,27	2,207	1,612	1,412
17	25	1,00	77,71	90,80	95,48	1,137	0,927	0,816
σ_3 [kPa]			69	138	207	69	138	207

1.3 *Michalowskie & Čermák - Triaxial Compression of Sand Reinforced with Fibers*

In un precedente lavoro del 1996, Michalowski e Zhao avevano suggerito una tecnica di omogeneizzazione per lo sviluppo di un criterio di rottura macroscopica. In questo studio invece i ricercatori si sono concentrati su test triassiali utilizzando sabbia fibrorinforzata, con un programma che prevede due tipi di sabbie e con fibre a diverse geometrie e concentrazioni.

Il concetto macroscopico di angolo di attrito interno è proposto come una descrizione pratica della resistenza a taglio nei suoli fibrorinforzati. Questo angolo include l'influenza sia della sabbia che delle fibre ed è un modo semplice per includere il rinforzo delle fibre nell'analisi di stabilità di strutture in terra.

I Ricercatori hanno eseguito 14 serie di prove triassiali, utilizzando sabbie fini e medie con tre tipi di fibre: fibre monofilamento in poliammide ($G = 1,28$), fibre in acciaio galvanizzato ($G = 7,85$) e fibre di polipropilene ($G = 0,91$). La maggior parte delle fibre avevano una lunghezza pari a 25,4mm. Le prove triassiali sono state eseguite su campioni cilindrici aventi altezza e diametro pari a 94,5mm. Tutti i campioni di sabbia (non rinforzati e rinforzati) sono stati preparati con un rapporto dei vuoti pari a $e = 0,58$ per la sabbia fine e $e = 0,66$ per quella a grana grossa.

Gli studiosi hanno lavorato su campioni con fibre distribuite uniformemente nello spazio e con una distribuzione uniforme nell'orientamento delle fibre in tutte le direzioni. Tale distribuzione ha richiesto una elaborata tecnica per la preparazione dei campioni. Questa tecnica include la suddivisione del campione in cinque strati. Con questa tecnica le fibre tendono ad assumere un orientamento vicino all'orizzontale durante la miscelazione con la sabbia asciutta, quindi è stato utilizzato uno speciale attrezzo per "ri-orientare" le fibre nel campione prima della compattazione (tramite vibrazione) con il rapporto dei vuoti richiesto. Questo strumento è una griglia di filo metallico con aperture 30mmx30mm (si veda la fig. 18). La procedura utilizzata per la preparazione dei campioni è la seguente:

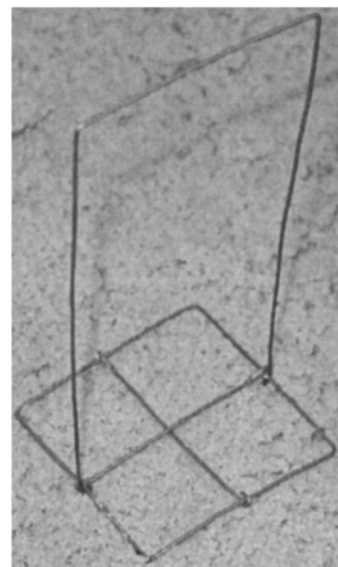


Figura 18. Strumento di filo con griglia, utilizzato per modificare l'orientamento delle fibre durante la preparazione dei campioni

1. la sabbia e le fibre, sufficienti per un singolo campione, sono stati suddivisi in 15 parti uguali;
2. lo strumento a griglia è stato posto sul fondo dello stampo e coperto con un sottile strato di sabbia;
3. una porzione delle fibre è stata distribuita uniformemente sul fondo del campione costruito, e coperto con una porzione di sabbia (usando un imbuto). Il processo è stato ripetuto per altre due porzioni di fibre e di sabbia;
4. la griglia è stata sollevata lentamente attraverso il preparato per 1/5 dell'altezza del campione finale, causando nelle fibre il cambiamento del loro orientamento. La distribuzione dell'orientamento così creata sembra non avere una direzione preferita. La griglia è stata lasciata sull'ultima superficie di sabbia;
5. il primo quinto del campione è stato gentilmente vibrato per ottenere il rapporto dei vuoti di destinazione (è stata misurata l'altezza dall'ultima superficie di sabbia fino a un punto di riferimento sullo stampo, per controllare il rapporto dei vuoti);
6. le fasi 3, 4 e 5 sono state ripetute per i restanti quattro strati del campione.

Per la compressione triassiale drenata il primo passo del programma di caricamento prevede la compressione isotropa fino alla grandezza specificata di pressione di confinamento $\bar{\sigma}_3$ (da 50 a 600kPa), seguita dall'applicazione cinematicamente controllata della sollecitazione crescente $\bar{\sigma}_1$ (velocità di spostamento di 0,16mm/min) e continuando il caricamento anche in regime di post-rottura. Per la sabbia fine rinforza con fibre, si sono ottenuti una serie di risultati da 5 test di sollecitazione a confinamento facendo variare σ_3

da 100 a 600kPa ($\rho = 0,5\%$, $\eta = 85$ e $l = 25,4\text{mm}$). Una serie di test è stata eseguita con una concentrazione di fibre al 2,0% insieme a tre differenti proporzioni di fibre ($\eta = l/2r = 40, 85$ e 120) e per tre differenti lunghezze di ciascun formato. Le prove di questa serie sono state eseguite con una sollecitazione a confinamento pari a $\bar{\sigma}_3 = 200\text{kPa}$. I test pull-through sono stati eseguiti in una scatola a taglio modificata. La lunghezza delle fibre nella sabbia era di 100mm e la velocità di deformazione è stata di 0,2mm/min.

Discussione dei risultati sperimentali

Un notevole aumento della resistenza a taglio, rispetto a quella della sabbia non rinforzata, può essere ottenuto con una concentrazione delle fibre al 2% (rispetto al volume). Questo aumento può crescere fino al 70%, mentre l'effetto del rinforzo scende a circa il 20% quando la concentrazione di fibre è dello 0,5% (si veda la fig. 19).

L'effetto di rinforzo nella sabbia fine è più pronunciato rispetto a quello della sabbia a grana grossa, quando la concentrazione di fibre è piccola (0,5%). Tuttavia, l'aumento relativo della forza nella sabbia grossa è maggiore per concentrazioni di fibre superiori (2%). Per fibre con un rapporto di aspetto di 85, con lunghezza di 25,4mm e un $\rho = 0,5\%$, l'effetto del rinforzo nella sabbia fine è circa del 10% superiore rispetto a quello della sabbia a grana grossa, mentre si ha l'opposto quando la concentrazione delle fibre viene aumentata fino a $\rho = 1,5\%$. In un primo momento sorprende questa peculiarità dovuta al ritiro delle fibre, che attraverso delle opportune verifiche ha evidenziato una media quasi identica nell'attrito d'interfaccia, sia per la sabbia fine che per quella a grana grossa. Dall'altronde però, attraverso il test pull-through (o test del ritiro) la sola sabbia non rappresenta il processo di dissipazione dovuto allo slittamento sabbia-fibre associato alla deformazione della matrice. L'effetto qui descritto può avere la sua spiegazione nell'interazione della micromeccanica nella matrice sabbia-fibre e dall'influenza che le fibre hanno sulla dilatazione della sabbia stessa.



Figura 20. Granelli di sabbia e fibre di poliammide (diametro 0,3mm): (a) sabbia fine e (b) sabbia a grana grossa

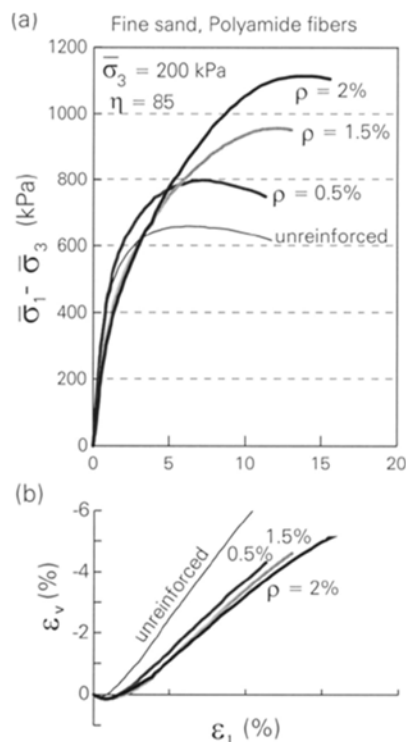


Figura 19. Effetto della concentrazione di fibre sul comportamento sforzo-deformazione, nella sabbia fine, con fibre poliammidiche, $\eta=85$, $l=25,4\text{mm}$ e $\bar{\sigma}_3=200\text{kPa}$: (a) curve sforzo-deformazione, (b) deformazione volumetrica

Con una piccola concentrazione di fibre, i risultati sulla dilatazione della matrice individuano una perdita di contatto con le fibre, in particolare quando la granulometria è

grande rispetto al diametro delle fibre [si veda la fig. 20(b)]. Questo ha un effetto negativo sull'interazione tra la sabbia a grana grossa e le fibre, mentre nella sabbia fine [si veda la fig. 20(a)] la dilatazione non è in grado di influire negativamente sull'interazione sabbia-fibre. Tuttavia, una volta che aumenta la concentrazione delle fibre, il processo della dilatazione è fortemente inibito. Di conseguenza, lo sforzo in una matrice di sabbia a grana grossa comporta un incurvamento delle fibre sintetiche, per potersi adattare al cambiamento relativo alla configurazione dei grani, nel processo di deformazione. Questo, a sua volta, aumenta l'interazione tra i granelli di sabbia e le fibre. Tuttavia, questo non si verifica quando i grani sono piccoli rispetto alle fibre (sabbia fine), in quanto le variazioni relative alla configurazione dei grani durante la deformazione sono piccole rispetto allo spessore delle fibre.

Utilizzando le equazioni $\eta = l/2r$ e $\rho = V_r/V$, che rappresentano rispettivamente le proporzioni delle fibre e la concentrazione delle fibre nel composito, si può determinare il numero n di fibre nel volume V

$$n = 4\rho\eta^2/(\pi l^3) \cdot V \quad (21)$$

Quando la lunghezza delle fibre e la loro concentrazione sono mantenute costanti, l'effetto rinforzante dipende fortemente dal rapporto di formato delle fibre. Maggiore è il rapporto di aspetto, più sono efficaci le fibre. Ciò non deve sorprendere, poiché il numero di fibre aumenta con l'aumento del rapporto di aspetto η . Tuttavia, l'intensità dell'effetto deriva dalla lunghezza delle fibre. Mantenendo costante il rapporto di aspetto delle fibre e la loro concentrazione, le fibre più lunghe contribuiscono in misura maggiore alla forza composita, rispetto alle fibre più corte (si veda la fig. 19), anche se il numero delle fibre diminuisce all'aumentare della lunghezza, si veda l'eq. (21). Questo effetto dipende dalle dimensioni delle fibre e dei grani, in cui si ha che il rinforzo diviene più efficace quando la lunghezza delle fibre è maggiore rispetto alle dimensioni dei grani. La lunghezza delle fibre deve essere di almeno un ordine di grandezza più grande rispetto alle dimensioni dei grani, altrimenti il tessuto del composito non consente un'efficace interazione sabbia-fibre (indipendentemente dalle proporzioni usate). Una volta che la lunghezza delle fibre si avvicina alle dimensioni dei grani, non si attivano più gli effetti del rinforzo che invece potevano essere attivati prima. Analogamente, l'interazione sabbia-fibre si inibisce quando lo spessore delle fibre diventa molto piccolo rispetto alle dimensioni dei grani. In tal caso l'interazione meccanica dei grani (o dei grappoli dei grani) e delle fibre avviene tramite un effetto di rinforzo “cinghia-frizione” a filo continuo (si veda lo studio di Michalowski del 1997). Oltre all'argomento di micromeccanica citato sopra, si potrebbe ragionare su una base puramente statica, ossia che fibre più lunghe dovrebbero essere più efficaci. Poiché la forza

assiale nelle fibre è uguale alla sollecitazione a taglio integrata sulla matrice di fibre, grandi forze e sollecitazioni possono essere indotte in fibre più lunghe. Dunque fibre più lunghe contribuirebbero più significativamente alla sollecitazione media nel composito.

Mentre una miscela di fibre produce un aumento del carico di snervamento nella sabbia, vi è una distinta caduta nella rigidità iniziale del materiale e lo sforzo necessario per raggiungere il massimo beneficio dalle fibre, aumenta. Questo calo nella rigidità iniziale si vede chiaramente quando la concentrazione di fibre sintetiche è grande (2%), mentre una minore concentrazione porta ad un minor calo nella rigidità. Con una bassa concentrazione di fibre sintetiche (0,5%), la sabbia a grana grossa presenta un piccolo calo nella rigidità iniziale, mentre nessuna diminuzione evidente è stata rilevata nella rigidità della sabbia fine. Tuttavia, le fibre di acciaio non producono alcuna diminuzione apprezzabile della rigidità nella sabbia fine o a grana grossa.

La perdita di rigidità iniziale è probabilmente dovuta alle variazioni nella struttura della sabbia, prodotta dalle fibre sintetiche (flessibili). Le fibre possono provocare una non omogenea distribuzione della porosità, in quanto molte inclusioni evitano che i grani della matrice terreno si addensino. Di conseguenza, le sacche nella matrice di sabbia, distanti dalle fibre, hanno una porosità nettamente inferiore rispetto alle sacche che si trovano nelle immediate vicinanze delle fibre. Durante il carico idrostatico le fibre vengono sottoposte a compressione e a flessione, ma, una volta iniziato il taglio, le fibre in tensione subiscono un graduale stiramento mentre quelle sottoposte a compressione vengono piegate. Di conseguenza, la rigidità nella fase iniziale di carico è inferiore rispetto a quella di una sabbia senza fibre di comparabile porosità media. Questo effetto è molto diverso rispetto a quando sono state usate grandi concentrazioni di fibre sintetiche (flessibili). Mentre con le fibre in acciaio non piegate o curvate (nell'arco dei valori di tensione testati), non è stata rilevata alcuna riduzione nella rigidità della sabbia rinforzata con codeste fibre.

Modellazione del cedimento nella compressione triassiale

Un aumento dello sforzo di rottura nel suolo, dovuto all'aggiunta di fibre è un'importante informazione per l'ingegneria geotecnica. Lo stato tensionale plastico macroscopico $\bar{\sigma}_{ij}$, per il composito, viene calcolato utilizzando una tecnica di omogeneizzazione basata sull'energia, dove il ritmo di lavoro dello sforzo macroscopico è equiparato al tasso di dissipazione del lavoro nel processo di deformazione (compressione assialsimmetrica):

$$\bar{\sigma}_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} = 1/V \cdot \int_V \dot{D}(\dot{\epsilon}_{ij}) dV \quad (22)$$

Questa tecnica può essere fatta risalire nel 1938 a Taylor, che l'ha utilizzata in un'analisi della deformazione di policristallini. È stata applicata inoltre nella valutazione dei moduli elastici equivalenti per materiali eterogenei (si veda lo studio di Budiansky del 1965), e più recentemente, è stata applicata nel descrivere lo snervamento della sabbia fibrorinforzata in un processo di deformazione piana (si faccia riferimento alla ricerca di Michalowski & Zhao del 1996). I risultati delle simulazioni del processo assialsimmetrico qui presentati, possono essere confrontati direttamente con i risultati di compressione triassiale sperimentale. Di conseguenza può essere valutata facilmente l'idoneità dello sforzo di modellazione basata sull'eq. (22).

Il comportamento plastico della sabbia è disciplinato dalla condizione isotropa resa da Mohr-Coulomb e dalla regola di normalità. Sotto compressione assialsimmetrica, questo porta alla

$$(\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2 + \dot{\epsilon}_3)/(\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_2 - \dot{\epsilon}_3) = -\sin \varphi \quad (23)$$

dove $\dot{\epsilon}_1$, $\dot{\epsilon}_2$ e $\dot{\epsilon}_3$ sono i principali tassi di deformazione e φ è l'angolo di attrito interno della sabbia. Poiché $\dot{\epsilon}_2 = \dot{\epsilon}_3$ in compressione triassiale, l'eq. (23) può essere trasformata nella

$$\dot{\epsilon}_3/\dot{\epsilon}_1 = -1/2 \cdot K_p \quad (24)$$

dove $K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$. Se le fibre sono distribuite in modo uniforme in tutte le direzioni, allora il cedimento della sabbia rinforzata con fibre può essere descritto con un modello isotropo e le direzioni principali dello stato di sollecitazione macroscopico, si prevede, possano coincidere con le direzioni principali dell'indice di deformazione.

Per calcolare la dissipazione del lavoro all'intero del campione, la dissipazione associata ad una singola fibra deve essere descritta prima come funzione della deformazione del composito nella direzione della fibra stessa. Successivamente, la dissipazione del lavoro totale deve essere integrata a tutte le fibre. I risultati sperimentali hanno indicato che le fibre di poliammide in compressione si piegano durante la deformazione e non contribuiscono alla resistenza del composito. Mentre non è stato osservato nessun attorcigliamento nelle fibre di acciaio, il loro contributo, all'aumento della tensione a rottura, era leggermente superiore rispetto a quella delle fibre poliammidiche e questa differenza può essere attribuita ad un maggior angolo di attrito d'interfaccia delle fibre in acciaio. Quindi, l'integrazione della dissipazione dovrebbe essere eseguita solo sulle fibre sottoposte a tensione. Per eseguire questo tipo di integrazione in un campione cilindrico uniformemente deformato [vi vedano le figg. 21(a) e (b)], viene introdotto in uno spazio di integrazione [si veda la fig. 21(c)], dove vengono spostate tutte le fibre di origine in modo parallelo [nella fig. 21(c) è mostrato solo un ottante]. Tale trasformazione non influisce sulla velocità di

dissipazione del lavoro, perché nel campo della deformazione uniforme la dissipazione dipende solo dall'orientamento delle fibre e non dalla loro posizione nel campione (ed è anche indipendente dalla forma del campione). Il vantaggio di questa trasformazione è che le fibre sottoposte a compressione possono essere escluse facilmente dall'integrazione regolando semplicemente i limiti d'integrazione. La superficie conica OCB può essere identificata nella fig. 21(c) e separa da tutte le fibre in compressione (ossia sopra la superficie OCB) da quelle in tensione. L'angolo di inclinazione θ_0 di questa superficie rispetto all'orizzontale è stato calcolato in base alla condizione che l'indice della deformazione, nella direzione delle fibre coincidenti con questa superficie, sia uguale a zero:

$$\theta_0 = \tan^{-1} \sqrt{K_p/2} \quad (25)$$

Le fibre non sono mostrate nella fig. 21(c) al fine di preservare la chiarezza del concetto. L'espressione generale per l'indice di dissipazione nel campione è simile a quello della derivata prima nel piano sforzo-deformazione (si veda lo studio condotto da Michalowski & Zhao nel 1996), ma il risultato finale è diverso, perché il processo di deformazione è assialsimmetrico. Sostituendo la quantità di lavoro $\bar{\sigma}_{ij}$ e di dissipazione nell'eq. (22), si ottiene il seguente equilibrio nella quantità di lavoro per la deformazione associata alle fibre che si sono sfilate:

$$\bar{\sigma}_1 \dot{\epsilon}_1 + 2\bar{\sigma}_3 \dot{\epsilon}_3 = 1/3 \cdot \rho \eta M \bar{\sigma}_n \tan \varphi_w \dot{\epsilon}_1 \quad (26)$$

dove $M = K_p \sin \theta_0$. La reale sollecitazione normale σ_n sulla superficie delle fibre non è uniforme per tutte le fibre e dipende dall'inclinazione di quest'ultime. L'introdurre di una σ_n non uniforme risulta essere poco pratico, si è quindi assunto costante, nell'integrazione, il tasso di dissipazione del lavoro. Mentre la tensione normale macroscopica media in compressione triassiale è $(\bar{\sigma}_1 + 2\bar{\sigma}_3)/3$, la tensione normale sull'interfaccia delle fibre varia approssimativamente da $\bar{\sigma}_3$, per le fibre verticali, a $(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)/2$ nelle fibre orizzontali. Tuttavia, le fibre verticali e tutte le fibre con una inclinazione maggiore di θ_0 rispetto all'orizzontale, sono sottoposte a compressione. Queste fibre sono state escluse dall'integrazione della dissipazione del lavoro, mentre le fibre orizzontali contribuiscono

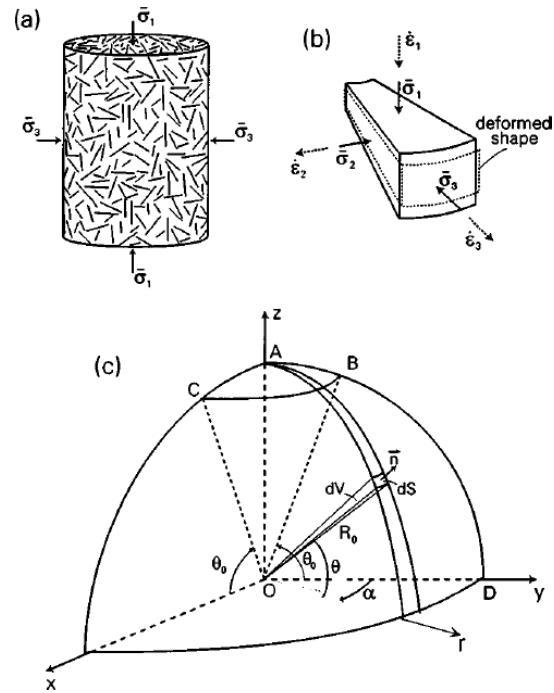


Figura 21. Compressione assialsimmetrica: (a) del campione, (b) dell'elemento deformato, (c) dello spazio integrazione

maggiormente, in quanto l'estensione nel piano orizzontale è maggiore nella compressione triassiale. Pertanto è stato preso $\bar{\sigma}_n \simeq (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)/2$ come stima realistica del carico medio d'interfaccia nella matrice sabbia-fibre.

Ora, eliminando $\dot{\epsilon}_1$ ed $\dot{\epsilon}_3$ dall'eq. (26) mediante l'eq. (24) e considerando che $\bar{\sigma}_n \simeq (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)/2$, il seguente criterio di rottura $f_1(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3) = 0$ è ottenuto in termini di tensioni principali macroscopiche:

$$f_1 = \bar{\sigma}_1 - (\rho\eta M \tan \varphi_w + 6K_p)/(6 - \rho\eta M \tan \varphi_w) \cdot \bar{\sigma}_3 = 0 \quad (27)$$

È stata fatta qui un'ipotesi ragionevole, ossia che la velocità di deformazione $\dot{\epsilon}_{ij}$, nella matrice del suolo, sia uguale alla velocità di deformazione $\dot{\epsilon}_{ij}$ media nel composito. Nel caso di fibre con un rendimento σ_0 molto basso o per sollecitazioni di confinamento molto grandi, le fibre possono cedere. Sostituendo il tasso di dissipazione $\dot{D}_R = \rho\sigma_0/3 \cdot M[1 - 1/4\eta \cdot \sigma_0/(\bar{\sigma}_n \tan \varphi_w)]\dot{\epsilon}_1$ nell'eq. (26), si ottiene

$$\bar{\sigma}_1 \dot{\epsilon}_1 + 2\bar{\sigma}_3 \dot{\epsilon}_3 = \rho\sigma_0/3 \cdot M[1 - 1/4\eta \cdot \sigma_0/(\bar{\sigma}_n \tan \varphi_w)]\dot{\epsilon}_1 \quad (28)$$

Seguendo lo stesso percorso come per il caso dello slittamento delle fibre pure, la seguente formula è stata ottenuta con il criterio per rottura $f_2 = (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3) = 0$, associata alla rottura delle fibre:

$$f_2 = \bar{\sigma}_1^2 + (1 - K_p)\bar{\sigma}_1\bar{\sigma}_3 - K_p\bar{\sigma}_3^2 - \rho\sigma_0/3 \cdot M(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3) + \rho\sigma_0^2/(\bar{\sigma}_n \tan \varphi_w) M = 0 \quad (29)$$

Le forme analitiche delle due parti del criterio di rottura per la compressione assialsimmetrica sono diverse da quelle derivate in precedenza per la deformazione piana (individuate da Michalowski & Zhao nel 1996). Tuttavia, prevedono una forte caduta della sollecitazione principale fino al 3% l'una dall'altra, per ρ fino al 2%. Ciò indica una dipendenza piuttosto piccola del carico di snervamento teorico dalla sollecitazione principale intermedia.

Poiché la rottura delle fibre è possibile solo se la sollecitazione assiale nelle fibre viene ad essere mobilita, per una determinata entità del carico di snervamento, deve esistere allora una combinazione dei parametri di stress e del modello che determinano quando si verifica lo scorrimento delle fibre e quando invece si verifica la deformazione plastica (qui considerata come rottura delle fibre).

Questo criterio deriva dal fatto che la sollecitazione a taglio, integrata su metà fibra, è uguale alla forza limite della tensione nella fibra:

$$\bar{\sigma}_3^{crit} = (6 - M\rho\eta \tan \varphi_w)/[6(1 + K_p)\eta \tan \varphi_w] \quad (30)$$

Se la sabbia fibrorinforzata viene sottoposta ad una sollecitazione di confinamento inferiore a $\bar{\sigma}_3^{crit}$, lo stato limite del composito è associato ad uno slittamento delle fibre, in caso contrario si verificherà lo snervamento plastico delle fibre. Tuttavia, la deformazione plastica

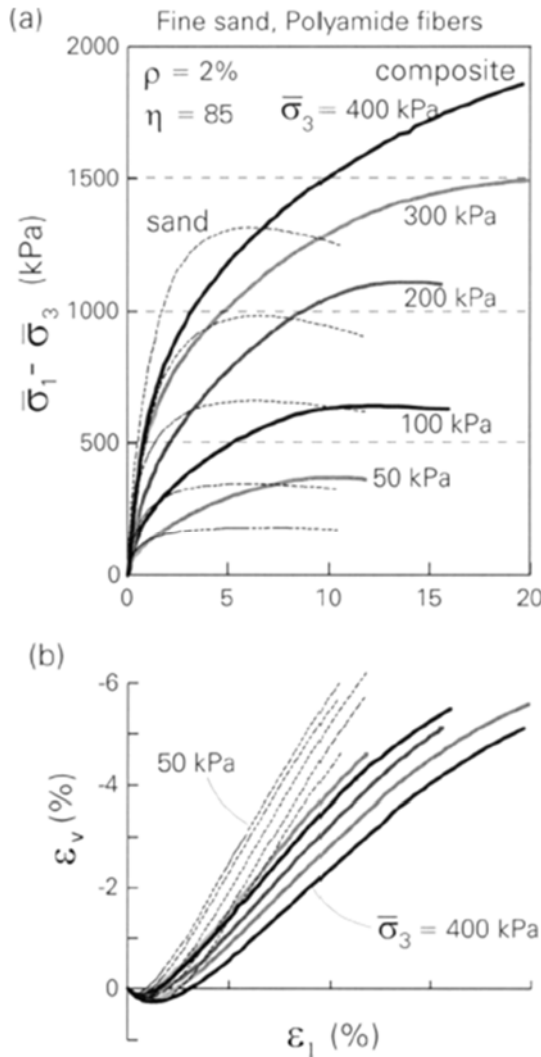


Figura 22. Compressione triassiale, sabbia fine, fibre poliammidiche, $\rho=2,0\%$, $n=85$, $l=25,4\text{mm}$: (a) curve sforzo-deformazione, (b) deformazione volumetrica

triassiale nelle eq. (27) e (29) sono riportate nel piano triassiale in fig. 23(a). La sollecitazione $\bar{\sigma}_3^{crit}$ separa le modalità di slittamento e di fallimento per rottura nella sabbia rinforzata con fibre. La superficie di rottura nello spazio p, q, τ_{rz} [$p = (\bar{\sigma}_r + \bar{\sigma}_z)/2$, $q = (\bar{\sigma}_r - \bar{\sigma}_z)/2$], è riportato in fig. 19(b). Qualsiasi criterio di rottura isotropica è rappresentato in questo spazio dalle tensioni come superficie assialsimmetrica, come la resistenza a taglio deve essere indipendente dall'orientamento delle tensioni principali (per distribuzione anisotropa delle fibre, vedere Michalowski e Čermák 2002). Poiché la parte iniziale della condizione fallimentare è lineare, si può approssimare l'influenza delle fibre introducendo un macroscopico angolo di attrito interno $\bar{\varphi}$. Quindi, per analisi pratiche, si può sostituire la sabbia fibrorinforzata con un materiale granulare equivalente caratterizzato dall'angolo $\bar{\varphi}$. L'angolo $\bar{\varphi}$ può essere dedotto dall'eq. (27) come:

è sempre associata ad uno scorrimento delle estremità delle fibre. La tensione di confinamento critica $\bar{\sigma}_3^{crit}$ sembra essere proporzionale alla tensione di snervamento del materiale fibroso ed è fortemente dipendente dalle proporzioni delle fibre. Non ci sono fibre, nelle prove eseguite, che si avvicinavano al criterio di rottura per slittamento dell'eq. (30). Risulta invece che la tensione critica di confinamento, per il composito con fibre di poliammide, è di un ordine di grandezza superiore rispetto alle prove di sollecitazione. Per esempio per il composito, i cui risultati sono riportati in fig. 22, la massima sollecitazione di confinamento è stata calcolata essere circa 4,5MPa, mentre la massima sollecitazione di confinamento nei test è stata 0,6MPa (il valore di snervamento delle fibre fornito dal fabbricante è $\sigma_0 = 530\text{MPa}$). Teoricamente, tuttavia, per grandi di ρ e η , $\bar{\sigma}_3^{crit}$ può scendere anche fino a zero (quando $M\rho\eta \tan \varphi_w = 6$ si ha che $\bar{\sigma}_3^{crit} < 0$, che non ha senso fisico).

Le funzioni di rottura per la compressione

$$\bar{\varphi} = 2 \tan^{-1} \sqrt{(\rho\eta M \tan \varphi_w + 6K_p)/(6 - \rho\eta M \tan \varphi_w)} - \pi/2 \quad (31)$$

L'angolo $\bar{\varphi}$ è presentato in fig. 20 in funzione al prodotto della concentrazione delle fibre e del rapporto di aspetto delle fibre, $\rho\eta$, per $\varphi=32^\circ$ e $\varphi=38^\circ$ e per due diverse angolazioni φ_w : 25° e 15° . Per esempio, quando $\varphi = 32^\circ$, $\varphi_w = 25^\circ$, $\rho = 1\%$ e $\eta = 120$, abbiamo $\rho\eta = 0,01 \times 120 = 1,2$ e $\bar{\varphi} \approx 40^\circ$. Se il rapporto di aspetto delle fibre si riduce a 80, lo stesso miglioramento richiede che la concentrazione delle fibre sia dell'1,5%. Nello stato di tensione principale, l'angolo $\bar{\varphi}$ rappresenta la resistenza (condizione di snervamento) lungo il meridiano di compressione assialsimmetrico. Poiché $\bar{\varphi}$ descrive l'angolo di attrito interno "equivalente" (o macroscopico) per un intervallo lineare della condizione di rendimento ("slittamento delle fibre" in fig. 19), tale angolo ha significato fisico solo quando la tensione è inferiore a quella di confinamento $\bar{\sigma}_3^{crit}$.

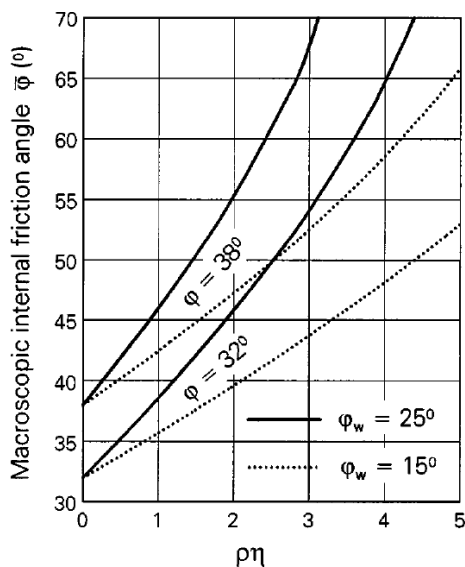


Figura 24. Macroscopica di attrito interno angolo $\bar{\varphi}$ per rinforzato con fibra di sabbia

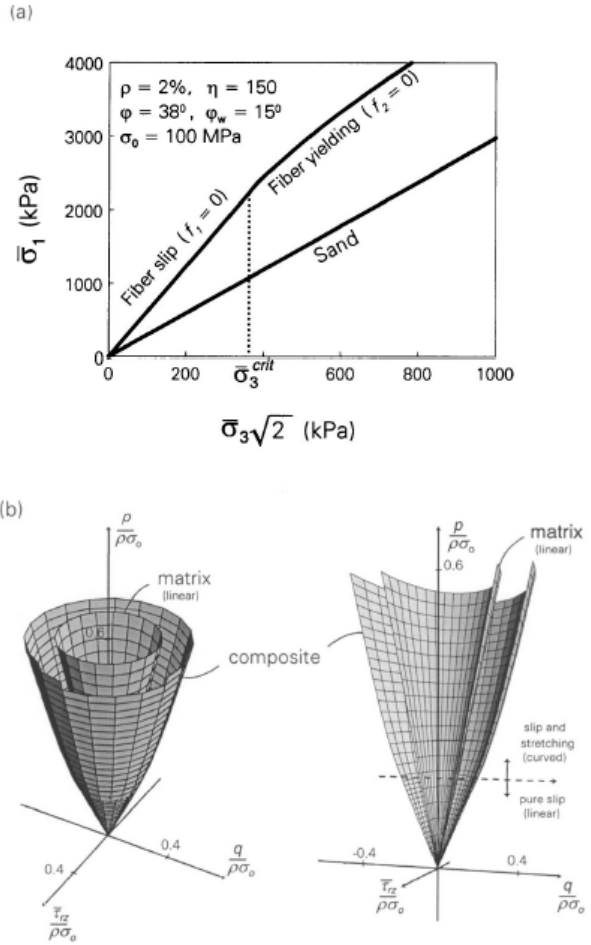


Figura 23. Sforzo di rottura previsto per la sabbia fibrorinforzata: (a) condizioni di rendimento sul piano di compressione triassiale, (b) condizioni di snervamento nello stress spazio p, q, τ_{rz}

Per un angolo di attrito equivalente al di là di queste sollecitazioni non rimane più costante e non è stata trovata nessuna comoda rappresentazione in forma chiusa. Nelle applicazioni pratiche la tensione principale minore nel suolo fibrorinforzato è probabile che sia dell'ordine di 10^2 kPa, mentre la tensione critica è oltre i 10^3 kPa. Naturalmente, l'angolo $\bar{\varphi}$ diventa uguale a φ quando η o ρ si avvicinano a 0. Per una serie di parametri pratici, il denominatore della radice quadrata dell'eq. (31) è positivo. Tuttavia, quando il denominatore si avvicina a zero, l'angolo $\bar{\varphi}$

si avvicina ai 90° . Questo fa in modo che la tensione critica $\overline{\sigma_3^{crit}}$ scenda a 0, rendendo l'eq. (31) inapplicabile.

Comparazione degli sforzi da rottura sui modello proposto

Una serie di calcoli è stata eseguita per convalidare il modello sviluppato. Lo stress da fallimento è stato simulato utilizzando l'eq. (9) con parametri del materiale misurati in modo indipendente. La dipendenza sia dell'angolo d'attrito interno e sia dell'angolo d'attrito d'interfaccia a livello di stress è stata computata nelle previsioni. I risultati sono mostrati nelle figg. 25 e 26. Le linee continue indicano la forza della sabbia pura in compressione triassiale, mentre le linee tratteggiate sono le simulazioni. I quadretti mostrano le misure sperimentali.

È piuttosto sorprendente quanto siano accurate le previsioni numeriche sulla sabbia fine (le linee tratteggiate non sono raccordi di curva dei punti sperimentali, ma sono simulazioni indipendenti). La concentrazione ρ di fibre nel composito di sabbia e fibre testato era relativamente piccola, fino al 2% in volume, che è poco più dell'1% in peso (con fibre di poliammide).

Una piccola aggiunta di fibre sintetiche (0,5% in volume) ha prodotto un modesto aumento della forza e questo aumento è stato previsto con abbastanza precisione per la sabbia fine, ma è stato meno preciso con la sabbia a grana grossa. Una concentrazione di fibre dell'1,5 o 2% ha un effetto più consistente [figg. 16(b) e 17(b)]. L'aumento della carico di snervamento viene stimato dal modello attorno al 15% circa rispetto a quello misurato sperimentalmente (ad eccezione di alcuni casi in cui un l'indurimento del composito anisotropo diviene dominante). I risultati dei calcoli per fibre in acciaio sono state ritenute accurate, ma per mancanza di spazio non

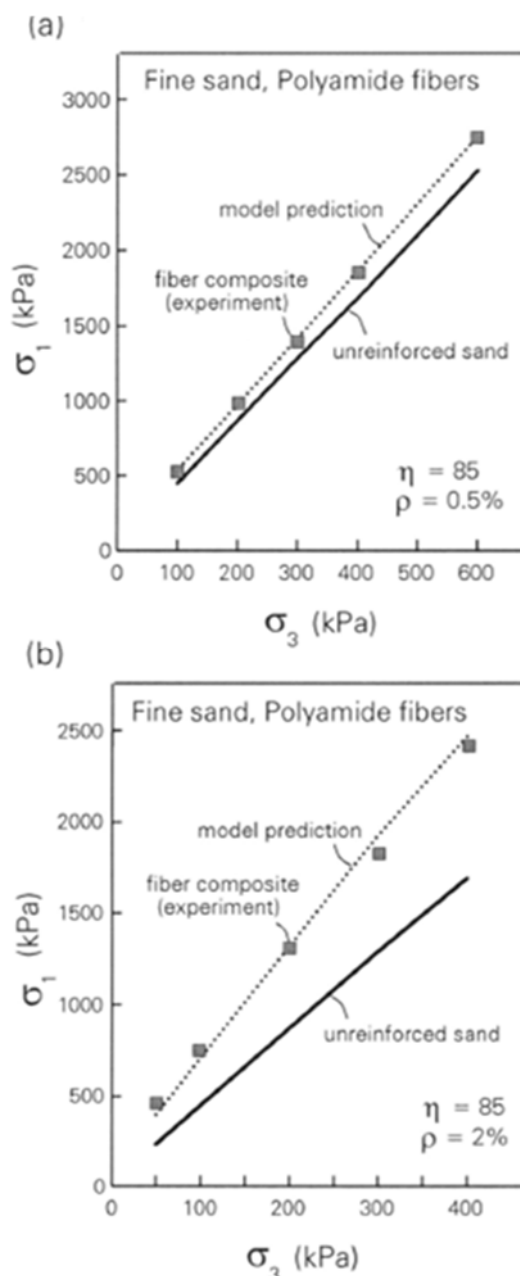


Figura 25. Modello di previsione e risultati sperimentali per fibre poliammidiche ($l=25,4$ mm) in sabbia fine: (a) $\rho=0,5\%$ e (b) $\rho=2,0\%$

sono stati mostrati (il criterio di rottura sviluppato non si applica alle fibre di polipropilene fibrillate, in quanto non sono fibre monofilamento). Un effetto interessante è stato notato durante la compressione triassiale su provini con $\rho = 2\%$. Il rapporto sforzo-deformazione per questi campioni testati sotto una grande sollecitazione a confinamento ($\bar{\sigma}_3 = 300$ e 400kPa) mostrato un chiaro effetto di indurimento a causa del ri-orientamento delle fibre durante il processo di deformazione, portando ad una anisotropia indotta nel materiale. I dati relativi agli ultimi due punti sperimentali in fig. 25(b) ($\bar{\sigma}_3 = 300$ e 400kPa) e per l'ultimo punto in fig. 26(b), non sono i punti di picco sui diagrammi sforzo-deformazione, anzi, rappresentano i punti di flesso delle curve sforzo-deformazione in cui il processo di indurimento è diventato dominante. Questo processo è stato discusso altrove (Michalowski e Cermák nel 2002).

Conclusioni: con un aumento del contenuto di fibre in poliammide fino al 2,0% hanno ottenuto una notevole diminuzione della rigidità iniziale. Per le fibre in acciaio hanno ottenuto un effetto di rinforzo solo leggermente superiore rispetto alle fibre poliammidiche aventi la stessa geometria.

Con un contenuto di fibre dell'1,5% nella sabbia a grana grossa hanno ottenuto un aumento della resistenza paragonabile quasi a quello della sabbia fine con una $\rho = 2\%$. Per grandi sollecitazioni di confinamento ($\bar{\sigma}_3 \geq 200\text{kPa}$), la tensione di snervamento per sabbia con lo 0,5% di fibre di polipropilene è superiore a quella della sabbia con fibre poliammidiche, ma l'effetto sulla rigidità iniziale è molto avverso. Le fibre d'acciaio non avevano segni visibili di sofferenza. Una porzione delle fibre poliammidiche nei campioni esaminati dopo le prove, hanno però chiaramente sofferto di attorcigliamenti e di calibratura, ma non si sono rotte.

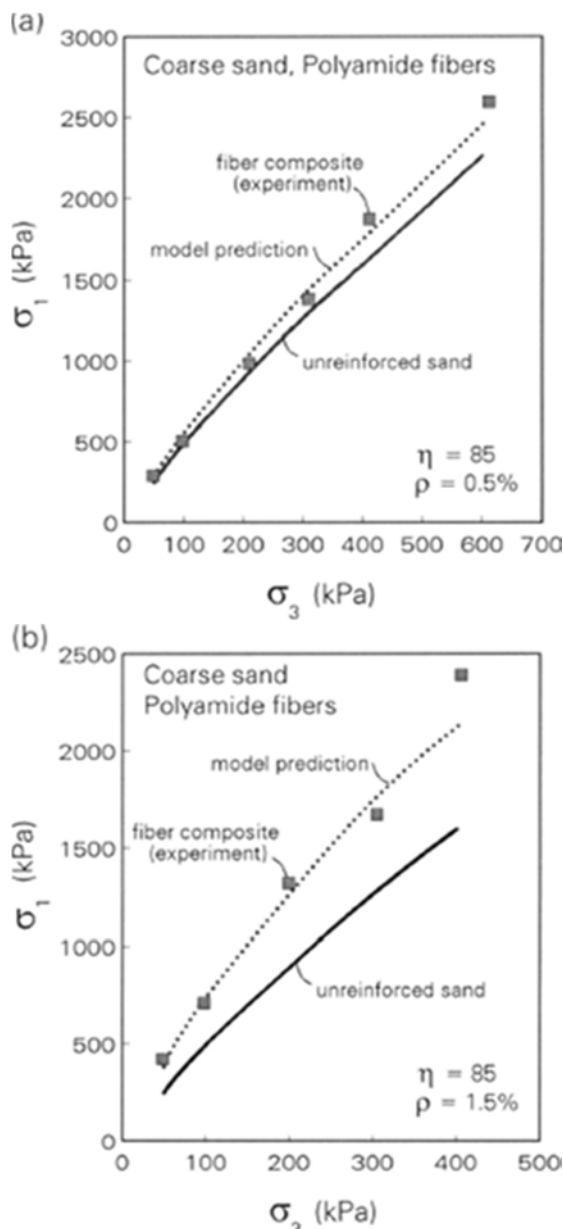


Figura 26. Modello di predizione e risultati sperimentali per fibre poliammidiche ($l=25,4\text{mm}$) a sabbia a grana grossa: (a) $\rho=0,5\%$ e (b) $\rho=1,5\%$

1.4. **Zomberg - Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil**

Un nuovo metodo viene proposto da Zomberg per la progettazione di suoli fibrorinforzati mediante una struttura con distribuzione casuale. L'analisi del terreno rinforzato con fibre, con i tradizionali approcci, richiede l'uso di programmi e di test di laboratorio su campioni di terreno fibrorinforzati per caratterizzare le proprietà del materiale. Invece, l'analisi del suolo fibrorinforzato mediante un approccio distinto può essere condotto indipendente su campioni di suolo "puro" e su campioni con fibre, in quanto i contributi di suolo e di fibre sono trattati separatamente. Se induciamo in una fibra una tensione distribuita, essa può essere definita mediante l'analisi limite dell'equilibrio. La tensione distribuita, indotta sulla fibra, è funzione della resistenza a trazione delle singole fibre e del contenuto di fibre, quando la rottura è indotta dalla rottura delle fibre. Invece, quando la rottura è provocata dallo sfilamento delle fibre, la fibra indotta a tensione è funzione della resistenza a taglio d'interfaccia, del contenuto di fibre e dalle proporzioni della fibra. La tensione normale critica, che definisce se il comportamento del terreno rinforzato, è governata dall'estrazione o dalla rottura delle fibre e può essere definita analiticamente con il procedimento proposto. È stato intrapreso, per convalidare la teoria proposta, un programma di test sperimentali che coinvolge prove a trazione sulle fibre, nonché una prova triassiale su campioni non rinforzati e rinforzati

Un obiettivo importante di questo studio è quello di quantificare esplicitamente la tensione t indotta alla fibra, che rappresenta la forza di trazione per unità di superficie indotta in una massa di terreno da fibre distribuite casualmente. Specificamente, la grandezza della fibra indotta a tensione è definita come funzione delle proprietà delle singole fibre. In questo modo, come nell'analisi che coinvolge i rinforzi planari, l'analisi limite di equilibrio del suolo fibrorinforzato può rappresentare esplicitamente le forze di trazione. Come nell'analisi che coinvolge le inclusioni planari, l'orientamento della fibra indotta a tensione deve essere identificata o assunta. Specificamente, per la fibra indotta a tensione si può presumere che agisca:

- a) lungo la superficie di rottura (si veda fig. 27), in modo che la fibra contribuisca alla trazione direttamente "aggiungendosi" al contributo della resistenza a taglio del terreno in una analisi di equilibrio limite;

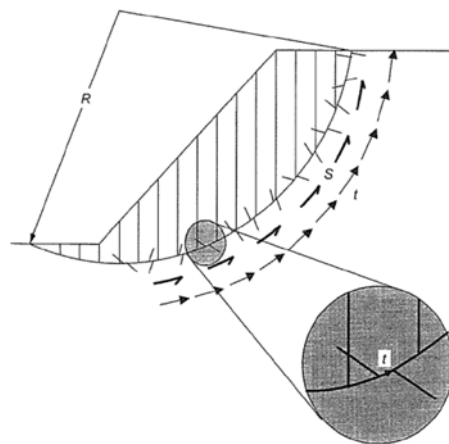


Figura 27. Insufficienza superficie schematica che mostra fibre indotta parallelamente tensione distribuiti piano di rottura

- b) in senso orizzontale, che sarebbe coerente con le ipotesi di progetto per le strutture nel terreno rinforzato con rinforzi planari;
- c) in una direzione a metà tra l'orientamento delle fibre iniziale (che è casuale) e l'orientamento del piano di rottura.

Anche nel progetto del terreno rinforzato con rinforzi planari, l'orientamento delle forze di trazione da utilizzare nell'analisi limite dell'equilibrio è un problema irrisolto. Tuttavia, le analisi parametriche di equilibrio limite (Wright & Duncan, 1991) e i risultati dei test per centrifuga (Zomberg, 1998) hanno dimostrato che l'orientamento assunto nei rinforzi planari non influenza significativamente il fattore di calcolo di sicurezza. Il presupposto a) semplifica l'implementazione del analisi limite dell'equilibrio, che viene adottato nel suo studio.

Definizioni

Il contenuto di fibre volumetrico, χ , utilizzato nel studio proposto è definito come:

$$\chi = V_f / V \quad (32)$$

dove V_f è il volume delle fibre e V è il volume di controllo del suolo fibrorinforzato.

Il contenuto gravimetrico di fibre, χ_w , tipicamente utilizzato nelle specifiche costruttive è definito come:

$$\chi_w = W_f / W_s \quad (33)$$

dove W_f è il peso di fibre e W_s il peso secco del terreno.

Coerenti con le regole, viene utilizzato il peso secco del suolo nella definizione di cui sopra, invece di utilizzare il peso secco del suolo rinforzato con fibre. La definizione del contenuto gravimetrico di fibre è analoga alla definizione classica di umidità gravimetrica.

L'unità di peso secco del composito di suolo rinforzato con fibre γ_d , è definito come:

$$\gamma_d = (W_f + W_s) / V \quad (34)$$

Dalle equazioni (32), (33) e (34) il contenuto di fibre volumetrico può essere definito come:

$$\chi = (\chi_w \cdot \gamma_d) / [(1 + \chi_w) \cdot G_f \cdot \gamma_w] \quad (35)$$

dove G_f è il peso specifico delle fibre e γ_w è l'unità di peso di acqua.

Tensione distribuita indotta alle fibre, quando la rottura è disciplinata dallo sfilamento

La tensione distribuita t_p , è definita come la tensione distribuita indotta nella fibra quando la rottura è governata dall'estrazione (piuttosto che dalla rottura) delle singole fibre. La resistenza a taglio d'interfaccia delle singole fibre f_f , può essere caratterizzata come:

$$f_f = a + \tan \delta \cdot \sigma_{n,ave} \quad (36)$$

dove a è la componente adesiva della resistenza a taglio dell'interfaccia tra il terreno e la

fibra polimerica, $\tan \delta$ è la componente di attrito e $\sigma_{n,ave}$ è la tensione media normale che agisce sulle fibre.

Il concetto di coefficienti di interazione, comunemente utilizzati in letteratura nel terreno rinforzato per il rinforzo continuo planare, viene qui adottato per correlare la resistenza a taglio d'interfaccia alla resistenza al taglio del terreno. I coefficienti di interazione sono definiti come

$$c_{i,c} = a/c \quad (37)$$

$$c_{i,\phi} = \tan \delta / \tan \phi \quad (38)$$

dove c e $\tan \phi$ sono le componenti di attrito e di coesione della resistenza a taglio, $c_{i,c}$ e $c_{i,\phi}$ sono i coefficienti di interazione per i componenti coesivi e di attrito della resistenza a taglio dell'interfaccia. Utilizzando le equazioni (36), (37) e (38) la resistenza a taglio d'interfaccia delle singole fibre può essere espressa come

$$f_f = c_{i,c} \cdot c + c_{i,\phi} \cdot \tan \phi \cdot \sigma_{n,ave} \quad (39)$$

Le fibre geosintetiche sono tipicamente caratterizzate da elevata densità lineare ld , che viene generalmente espressa in denari (1denaro=1/9000 g/m). L'area in sezione trasversale di una singola fibra $A_{f,i}$, può essere ottenuta dalla densità lineare come segue:

$$A_{f,i} = ld / (G_f \cdot \gamma_w) \quad (40)$$

Il diametro equivalente, d_f , di una singola fibra è definito ai fini di questo studio come

$$d_f = \sqrt{4A_{f,i}/\pi} \quad (41)$$

La lunghezza di incastro di una fibra, l_e , è la lunghezza della porzione più corta della fibra considerando entrambi i lati della superficie di rottura. La resistenza al pullout di una fibra di lunghezza l_f dovrebbe essere stimata sul lato più corto delle due porzioni di una fibra intercettata dal piano di rottura. La lunghezza di tale porzione varia da 0 a $l_f/2$ quindi statisticamente la lunghezza media di incastro $l_{e,ave}$ di fibre casualmente distribuite può essere analiticamente definita

$$l_{e,ave} = l_f/4 \quad (42)$$

La resistenza di ritiro medio può essere quantificata lungo la lunghezza di incastro media, $l_{e,ave}$, di tutte le singole fibre che attraversano una sezione di controllo A di terreno superficiale. Conseguentemente, se la rottura è governata dal ritiro delle fibre, la forza di rottura UTF_p , trasportata dalle singole fibre che intersecano la sezione di controllo, può essere definita utilizzando l'equazione (39), come:

$$UTF_p = \alpha \cdot (\pi \cdot d_f \cdot l_{e,ave}) \cdot (c_{i,c} \cdot c + c_{i,\phi} \cdot \tan \phi \cdot \sigma_{n,ave}) \cdot n \quad (43)$$

dove n è il numero delle singole fibre che intersecano la superficie di controllo A , $(\pi \cdot d_f \cdot l_{e,ave})$, è l'area media di una fibra sottoposta a ritiro e α è un coefficiente empirico

introdotto per effetto dell'orientamento delle fibre. Nel caso di fibre orientate casualmente, considerate in questo studio, il coefficiente α è uguale a 1, ma è incluso nella formulazione per spiegare l'effetto potenziale di orientamento preferenziale delle fibre. Il numero di fibre individuali intersecanti la superficie di controllo può essere:

$$n = A_f / A_{f,i} \quad (44)$$

dove A_f è la sezione trasversale totale delle fibre che interseca la superficie di controllo A . Il numero delle singole fibre può essere definito utilizzando l'equazione (41) come

$$n = A_f / \left[1/4 \cdot \pi (d_f)^2 \right] \quad (45)$$

Il rapporto tra il totale della sezione trasversale delle fibre, A_f , e la superficie di controllo A si presume che venga definito dal contenuto di fibre volumetrico, χ . Cioè:

$$\chi = A_f / A \quad (46)$$

L'equazione (46) è rigorosamente valida per il caso in cui le fibre siano orientate perpendicolarmente al piano di rottura. Tuttavia, i risultati dei test riportati da Gray & Ohashi, nel 1983, fornisce una giustificazione sperimentale per l'utilizzo di questa equazione per le fibre distribuite in modo casuale. In questo studio, simili involuppi di resistenza a taglio sono stati riportati da prove a taglio diretto eseguite utilizzando campioni fibrorinforzati in cui le fibre erano distribuite perpendicolarmente o in modo casuale rispetto al piano di taglio. Infine, il rapporto di aspetto, η , delle singole fibre è definito come

$$\eta = l_f / d_f \quad (47)$$

Utilizzando la definizione della tensione distribuita indotta alle fibre, la forza di rottura trasportata dalle fibre intercettate dalla superficie di controllo, quando l'errore è governato da ritiro, può essere stimata come

$$UTF_p = t_p \cdot A \quad (48)$$

Impostando l'equazione (43) che incorpora l'equazione (48) e quindi la (42), (45), (46) e (47), la tensione distribuita indotta alla fibra quando la rottura è disciplinata dal ritiro delle singole fibre, può essere stimata come

$$t_p = \alpha \cdot \chi \cdot \eta \cdot (c_{i,c} \cdot c + c_{i,\phi} \cdot \tan \phi \cdot \sigma_{n,ave}) \quad (49)$$

Tensione distribuita indotta alle fibre, quando la rottura è disciplinata dalla rottura per trazione

La tensione distribuita t_t , è definita come la tensione distribuita indotta alle fibre quando la rottura è governata dalla rottura delle fibre (cioè quando si ottiene il carico di rottura delle singole fibre). Lo sforzo di rottura delle singole fibre $\sigma_{f,ult}$, può essere ottenuta con prove di trazione di laboratorio su campioni di fibre prese individualmente. Il suolo stesso si assume

abbia una qualche resistenza a trazione. Di conseguenza, quando la rottura è governata dalla rottura delle fibre, la forza di rottura UTF_t , portata da tutte le singole fibre che intercettano una sezione di controllo A è

$$UTF_t = \alpha \cdot \sigma_{f,ult} \cdot \sum A_{f,i} = \alpha \cdot \sigma_{f,ult} \cdot A_f \quad (50)$$

Anche in questo caso, un coefficiente empirico α , è usato per spiegare l'effetto dell'orientamento delle fibre. Tale coefficiente è pari a 1 per le fibre con orientamento aleatorio, che è il focus di questo studio.

Utilizzando la definizione di tensione distribuita indotta alle fibre, la forza di rottura trasportata dalle fibre che intercettano la superficie di controllo, quando un errore è governato dalla rottura delle fibre, può essere stimato come

$$UTF_t = t_t \cdot A \quad (51)$$

Impostando le equazioni (50) e (51) uguali tra loro, e usando l'equazione (46), la tensione distribuita indotta nelle fibre, quando la rottura è governata dalla rottura a trazione delle singole fibre, può essere stimata come

$$t_t = \alpha \cdot \chi \cdot \sigma_{f,ult} \quad (52)$$

Tensione distribuita indotta su fibre

La tensione distribuita indotta nelle fibre, t , da utilizzare nel metodo discreto per tenere conto del contributo alla trazione delle fibre nell'analisi limite di equilibrio è

$$t = \min(t_p, t_t) \quad (53)$$

Utilizzando le equazioni (49), (52) e (53), la tensione distribuita indotta nelle fibre, t , può anche essere definita come

$$t = \min[\alpha \cdot \chi \cdot \eta \cdot (c_{i,c} \cdot c + c_{i,\phi} \cdot \tan \phi \cdot \sigma_{n,ave}), \alpha \cdot \chi \cdot \sigma_{f,ult}] \quad (54)$$

La fig. 28 mostra la rappresentazione bilineare della tensione distribuita indotta nelle fibre. Notare che la tensione distribuita indotta nelle fibre può essere stimata senza effettuare prove di laboratorio su campioni fibrerforzati. Cioè, per un dato sforzo normale, la tensione distribuita indotta nelle fibre può essere stimata, usando l'equazione (53), in funzione del contenuto di fibre, la geometria delle fibre, la resistenza a trazione delle fibre e la resistenza a taglio del terreno. Ipotesi prudenti sui coefficienti di

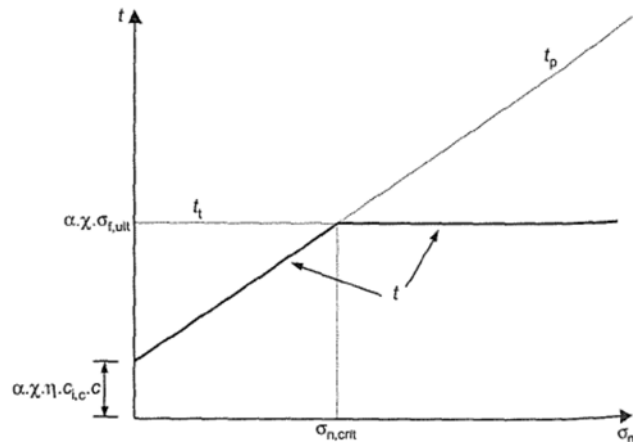


Figura 28. Rappresentazione di fibra indotta tensione distribuiti secondo l'approccio discreto

interazione può essere fatta ai fini della progettazione.

La tensione critica normale $\sigma_{n,crit}$, che definisce la variazione della modalità di governo di rottura, è la tensione normale alla quale l'errore si verifica simultaneamente all'estrazione e alla rottura per trazione delle fibre. Cioè, la seguente condizione detiene la tensione critica normale:

$$t_t = t_p \quad (55)$$

Un'espressione analitica per la tensione critica normale può essere ottenuta utilizzando le equazioni (49), (52) e (55) come segue:

$$\sigma_{n,crit} = (\sigma_{f,ult} - \eta \cdot c_{i,c} \cdot c) / (\eta \cdot c_{i,\phi} \cdot \tan \phi) \quad (56)$$

L'equazione (56) mostra che la tensione critica normale è una funzione della geometria delle fibre, della resistenza a trazione delle fibre, della resistenza al taglio del terreno e dei coefficienti di interazione. Si noti, tuttavia, che la tensione critica normale non è una funzione del contenuto delle fibre. Sebbene indagini precedenti (ad esempio Maher & Gray, nel 1990) abbiano identificato una transizione sperimentalmente degli involucri della resistenza a taglio per campioni fibrorinforzati, non è stato definito in modo analitico per la determinazione della tensione critica normale.

Resistenza al taglio equivalente nei materiali compositi rinforzati con fibre

Le prove di compressione triassiale possono essere eseguite per definire sperimentalmente la "forza equivalente al taglio" di compositi fibrorinforzati (ad esempio Maher & Gray, nel 1990 e Gregory & Chill, nel 1998). Questa sezione definisce la "forza equivalente al taglio" di campioni rinforzati con fibre in funzione della tensione distribuita indotta nelle fibre t . Queste relazioni saranno utilizzate per la validazione del quadro discreto proposto contro i risultati sperimentali. Come precedentemente accennato, il quadro discreto proposto presuppone che la tensione distribuita indotta nelle fibre t , in un campione triassiale sia parallela al piano di taglio (si veda fig. 29). In questo caso, l'entità della sollecitazione normale agente sul piano di taglio non è influenzata dalla tensione distribuita indotta nelle fibre t . Di conseguenza, la resistenza a taglio equivalente del suolo fibrorinforzato S_{eq} , può essere definito come

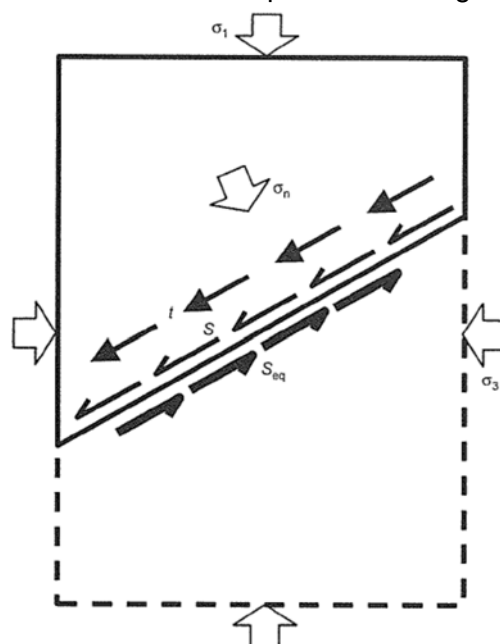


Figura 29. Rappresentazione schematica della resistenza a taglio equivalente in un triassiale fibrorinforzato campione

$$S_{eq} = S + t \quad (57)$$

dove S è la resistenza a taglio del terreno non rinforzato. Si noti che, se le tensioni distribuite indotte nelle fibre t , non sono parallele alla superficie di rottura, il contributo diretto del rinforzo delle fibre alla “resistenza a taglio equivalente” sarebbe inferiore rispetto al caso parallelo. Tuttavia, la componente della tensione indotta nelle fibre, perpendicolarmente al piano di taglio, dovrebbe indurre un aumento locale dello sforzo normale, che porterebbe ad un aumentato della resistenza a taglio del terreno.

Se lo stress medio normale che agisce sulle fibre $\sigma_{n,ave}$, è al di sotto del valore critico ($\sigma_{n,ave} < \sigma_{n,crit}$), l'equazione (48) si traduce in:

$$S_{eq,p} = S + t_p \quad (58)$$

dove $S_{eq,p}$ è la resistenza a taglio equivalente del suolo fibrorinforzato quando la rottura è governata dall'estrazione delle fibre. Ipotezzando un involucro lineare della forza di taglio del suolo e utilizzando le equazioni (48) e (58):

$$S_{eq,p} = (c + \tan \phi \cdot \sigma_n) + (\alpha \cdot \eta \cdot \chi \cdot c_{i,c} \cdot c + \alpha \cdot \eta \cdot \chi \cdot c_{i,\phi} \cdot \tan \phi \cdot \sigma_{n,ave}) \quad (59)$$

dove σ_n è la sollecitazione normale agente sul piano di rottura.

Si noti che la tensione media normale che agisce sulle fibre $\sigma_{n,ave}$, non è necessariamente uguale a σ_n . Poiché le fibre sono orientate a caso, per assunto è possibile stimare $\sigma_{n,ave}$ come una componente di stress ottaedrica. In questo caso, considerando una configurazione assialsimmetrica ed un involucro lineare della forza di taglio del suolo:

$$\sigma_{n,ave} = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 = [1/(\cos \phi \sin \phi) - 1/\tan \phi - 1/(3 \cos \phi)]c + [1/\cos^2 \phi - \sin \phi/(3 \cos^2 \phi)]\sigma_n \quad (60)$$

dove σ_1 e σ_3 sono le sollecitazioni maggiori e minori principali. In alternativa, $\sigma_{n,ave}$ potrebbe essere assunto pari alla sollecitazione normale agente sul piano di rottura. Che è:

$$\sigma_{n,ave} = \sigma_n \quad (61)$$

Una valutazione di sensitività è stata effettuata utilizzando intervalli standard dei parametri di resistenza a taglio. Questa valutazione indica che la resistenza a taglio equivalente prevista utilizzando l'equazione (50) non è molto sensibile alla selezione di $\sigma_{n,ave}$ definito dall'equazione (60) o (61). Di conseguenza e al fine di semplificare la formulazione qui proposta, è stata adottata l'assunzione indicata dall'equazione (61). Di conseguenza, il seguente risultato delle equazioni (59) e (61) per definire la resistenza equivalente al taglio, quando la rottura è governata dall'estrazione delle fibre:

$$S_{eq,p} = c_{eq,p} + (\tan \phi)_{eq,p} \cdot \sigma_n \quad (62)$$

$$c_{eq,p} = (1 + \alpha \cdot \eta \cdot \chi \cdot c_{i,c}) \cdot c \quad (63)$$

$$(\tan \phi)_{eq,p} = (1 + \alpha \cdot \eta \cdot \chi \cdot c_{i,\phi}) \cdot \tan \phi \quad (64)$$

dove $c_{eq,p}$ e $(\tan \phi)_{eq,p}$ sono parametri equivalenti alla resistenza a taglio per il suolo fibrorinforzato quando la sollecitazione normale è inferiore a $\sigma_{n,crit}$.

Se la sollecitazione normale media è superiore al valore critico ($\sigma_{n,ave} > \sigma_{n,crit}$), l'equazione (57) risulta:

$$S_{eq,t} = S + t_t \quad (65)$$

dove $S_{eq,t}$ è la resistenza a taglio equivalente del suolo fibrorinforzato quando la rottura è governata dalla rottura a trazione delle fibre. Supponendo un involucro lineare della forza di taglio del suolo e utilizzando le equazioni (53) e (65):

$$S_{eq,t} = (\alpha \cdot \chi \cdot \sigma_{f,ult}) + (c + \tan \phi \cdot \sigma_n) \quad (66)$$

Equivalentemente, le seguente espressione può essere ottenuta dall'equazione (66) per definire la resistenza equivalente a taglio quando la rottura è governata dalla rottura a trazione delle fibre:

$$S_{eq,t} = c_{eq,t} + (\tan \phi)_{eq,t} \cdot \sigma_n \quad (67)$$

$$c_{eq,t} = c + \alpha \cdot \chi \cdot \sigma_{f,ult} \quad (68)$$

$$(\tan \phi)_{eq,t} = \tan \phi \quad (69)$$

dove $c_{eq,t}$ e $(\tan \phi)_{eq,t}$ sono i parametri equivalenti della resistenza al taglio per il suolo fibrorinforzato, quando la sollecitazione normale è superiore a $\sigma_{n,crit}$.

La fig. 30 illustra la rappresentazione di un involucro bilineare equivalente della resistenza al taglio ottenuto utilizzando nell'ambito discreto. Le equazioni (62) e (67) definiscono le espressioni lineari delle due porzioni degli involucri bilineari sotto e sopra $\sigma_{n,crit}$, rispettivamente. Come precedentemente accennato, l'entità della resistenza a taglio equivalente è definita come una funzione della resistenza delle proprietà a taglio del suolo (non rinforzato) e delle proprietà delle fibre. Cioè, i parametri che definiscono la resistenza equivalente al taglio del composito di terreno rinforzato con fibre può essere definito senza impegnarsi nell'analisi di campioni compositi di suolo e fibre.

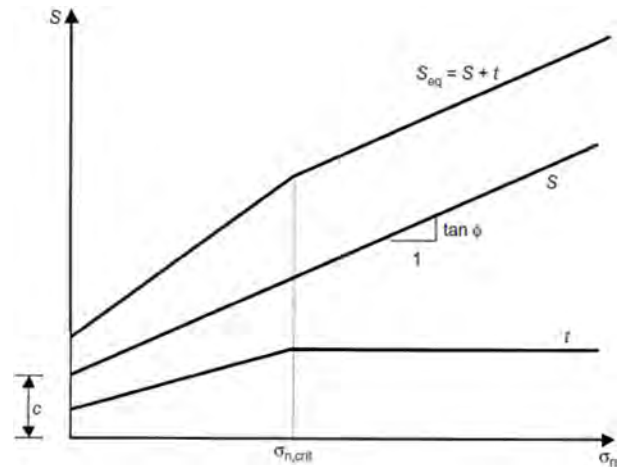


Figura 30. Rappresentazione della resistenza a taglio equivalente secondo l'approccio discreto

1.5. Yetimoglu & Salbas - A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers

Yetimoglu & Salbas hanno intrapreso questa ricerca per studiare la resistenza a taglio delle sabbie rinforzate con una distribuzione discreta e casuale di fibre ed effettuando prove a taglio diretto. L'obiettivo principale di questo studio era quello di determinare il contributo delle fibre da rinforzo sulla resistenza a taglio della sabbia. Hanno eseguito una serie di prove a taglio diretto per investigare l'effetto del contenuto di fibre sul comportamento della sabbia in tutte le fasi: pre-collasso, collasso e post-collasso.

Le prove sono state condotte all'interno di una scatola a taglio di 60mmx60mm in piano e 25mm di altezza. Le prove sono state eseguite alle normali sollecitazioni verticali di $\sigma_n = 100, 200$ e 300kPa al fine di definire completamente i parametri di resistenza a taglio [cioè, l'angolo di taglio (ϕ) e la coesione (c)] sia per la sabbia non rinforzata e sia per quella rinforzata. Nei test la velocità di carico era pari a $v = 0,002\text{mm/s}$. Le sollecitazioni a taglio sono state registrate come funzione di spostamento orizzontale fino ad una cilindrata totale di 16mm per osservare il comportamento in fase di post-collasso.

È stato utilizzato un provino essiccato in forno, con sabbia di quarzo uniforme di fiume. La sabbia è stata setacciata attraverso un ASTM10 ($d=2\text{mm}$) e lavata attraverso un ASTM200 ($d=0,075\text{mm}$) ed essiccata in forno.

Sono state utilizzate fibre in polipropilene (Duomix F20/5.1, prodotte da Bekaert in Belgio) come materiale da rinforzo. Alcune delle proprietà, fornite dal costruttore, sono: il diametro = $0,05\text{mm}$, la lunghezza = 20mm , la densità = $9,1\text{kN/m}^3$, la resistenza a trazione = $320\text{--}400\text{N/mm}^2$ e il modulo di elasticità = $3500\text{--}3900\text{N/mm}^2$.

I campioni di sabbia fibrorinforzati sono stati preparati con una densità secca uguale a quella della sabbia non rinforzata (ossia, con una densità relativa di $D_r = 70\%$). Le fibre da aggiungere alla sabbia sono state considerate come parte della frazione di solido nella matrice solido-vuoti del suolo. La porzione del rinforzo è stata definita dal rapporto:

$$\rho = W_r/W \quad (70)$$

dove W_r è il peso delle fibre e W è il peso della sabbia asciutta. Le prove sono state ripetute al variare della quantità del rinforzo, ossia per $\rho = 0,10\%, 0,25\%, 0,50\%$, e $1,00\%$.

Le fibre utilizzate secondo il contenuto da rinforzo prescritto e sono state mescolate nella sabbia con piccoli incrementi affinché tutte le fibre fossero efficacemente distribuite all'interno della sabbia. Le fibre sono state aggiunte e miscelate a mano per ottenere una miscela abbastanza uniforme. Una volta che le fibre sono state mescolate nella sabbia, è stato osservato una tendente segregazione o galleggiamento delle fibre. È stata richiesta molta cura per ottenere una distribuzione ragionevolmente uniforme delle fibre. La difficoltà

nella miscelazione delle fibre nella sabbia è aumentata con l'aumentato del contenuto di fibre. Tuttavia, la miscela sabbia-fibre si è presentata accettabilmente uniforme con i diversi contenuti di rinforzo considerati.

I ricercatori hanno fatto notare che la scelta di un piccolo dispositivo per il taglio diretto, come il test “piattaforma”, porta con sé alcune problematiche inerenti lo studio sperimentale. Questo limita la quantità di inclusione delle fibre. Altri problemi come il “piano di imposta di rottura per taglio”, “l'effetto ambiguo dello stato di tensione” e alla fine la difficoltà, dovuta dal piccolo campione, nel modellarlo con la quantità di rinforzo in fibre per rendere il comportamento del terreno il più realistico possibile.

I risultati delle prove indicano che la resistenza a taglio di picco e la rigidità iniziale della sabbia non sono state influenzate significativamente dal rinforzo in fibre. Per le sabbie rinforzate e non rinforzate gli spostamenti orizzontali a rottura erano comparabili, sotto la medesima tensione normale verticale. Secondo i ricercatori però i rinforzi in fibre, potrebbero tuttavia, ridurre la fragilità del suolo, fornendo una minore perdita di resistenza in fase di post-picco, evidenziando così la possibilità di un aumento dell'angolo residuo della resistenza a taglio nella sabbia, aggiungendo fibre alla sabbia come rinforzo.

1.6. Consoli, Heineck, Casagrande & Coop - Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths

Consoli, Heineck, Casagrande e Coop hanno compiuto un programma sperimentale costituito da un insieme di differenti prove triassiali utilizzando campioni saturi, a pressioni di confinamento efficaci che variano dai 20 ai 680kPa per definire lo sviluppo a rottura nella sabbia di Osorio, rinforzata e non rinforzata con fibre di polipropilene.

I campioni sono stati staticamente compattati su tre strati cilindrici del diametro di 50mm e di altezza

100mm, con un contenuto di umidità del 10,0% e unità di peso secco di 15,0kN/m³ (equivalente ad una densità relativa del 50%). Ogni campione è stato compattato con uno stampo su di un piedistallo triassiale applicando un carico statico attraverso la piastra di carico. È stata controllata l'altezza finale del campione per garantire una densità relativa del 50%.

La saturazione è stata monitorata in ogni prova, garantendo valori B di almeno 0,97 per tutti i campioni. Le deformazioni assiali sono state monitorate all'interno della cella triassiale con un tipo di inclinometro di trasduttore di deformazione locale (Burland e Symes 1982) e all'esterno della cellula utilizzando un tipo standard di trasduttore di spostamento. La deformazione volumetrica è stata misurata mediante un misuratore di volume Imperial

College (Maswoswe 1985) collegato all'uscita di scarico. Le prove triassiali sono state effettuate alla velocità sufficientemente bassa di deformazione assiale da garantire uno scarico completo del campione (0,017% al minuto). È stato anche monitorato il drenaggio misurando la sovrappressione dei pori all'estremità opposta del campione.

Risultati ed analisi

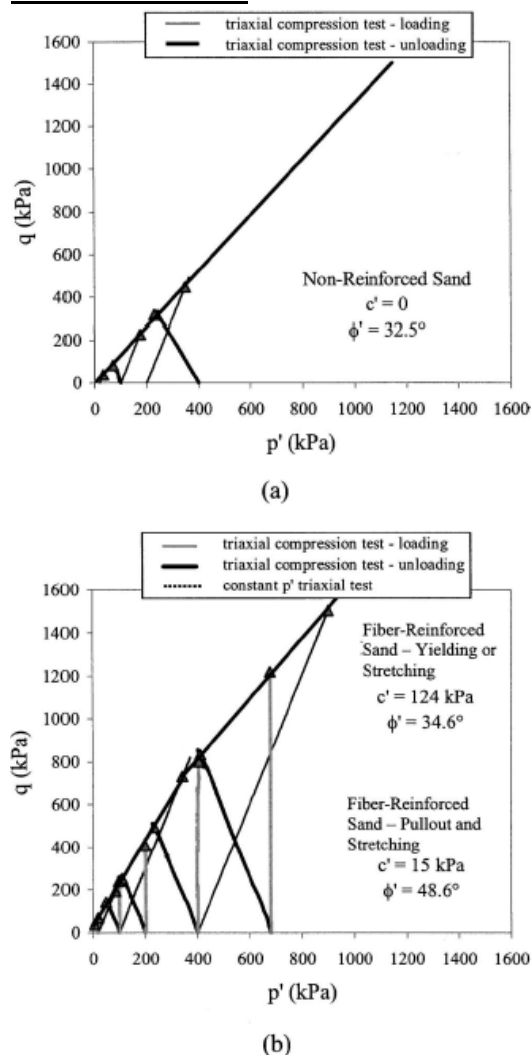


Figura 31. Involuppi della resistenza a taglio della sabbia di Osorio (a) non rinforzata, (b) rinforzata con fibre di polipropilene

che dipende dal percorso della sollecitazione. Nel caso della sabbia fibrorinforzata, è stato trovato un collasso per sviluppo bilineare, con i seguenti parametri di resistenza $c' = 15\text{kPa}$ e $\phi' = 48,6^\circ$ per bassi livelli di sollecitazione e $c' = 124\text{kPa}$ e $\phi' = 34,6^\circ$ per pressioni superiori, tenendo la deformazione a taglio per collasso al 20%. Se la tensione tangenziale al 28% di deformazione assiale è stata usata come resistenza a taglio, che coincide con la fine delle prove per tutti i percorsi di sollecitazione utilizzati, i parametri di sviluppo bilineare insufficienti cambierebbero diventando $c' = 22\text{kPa}$ e $\phi' = 50,9^\circ$ per bassi livelli di

Gli sviluppi della resistenza a taglio ottenuti dalle prove triassiali sui campioni di sabbia di Osorio non rinforzati e rinforzati con fibre di polipropilene sono mostrati nelle figg. 31(a) e 31(b), rispettivamente, in cui la sollecitazione deviatorica $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$, è tracciata contro la corrispondente tensione media efficace $p' = 1/3 \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$. Lo sviluppo della resistenza a taglio nella sabbia fibrorinforzata è stato preso con una deformazione a taglio del 20% ($\varepsilon_s = \varepsilon_a - \varepsilon_v/3$, dove ε_a è la deformazione assiale e ε_v è la deformazione volumetrica). Questo perché le prove sul suolo fibrorinforzato sono state generalmente sperimentate con un leggero incrudimento fino alla deformazione massima consentita dall'apparecchio, come si può vedere nelle curve di sforzo-deformazione mostrate in fig. 28, in modo che una "forza" debba essere definita con una particolare deformazione.

Né la sabbia di Osorio fibrorinforzata né quella non rinforzata hanno sviluppato una resistenza

sollecitazione e $c' = 151 \text{ kPa}$ e $\phi' = 33,2^\circ$ per pressioni superiori. Per la sabbia di Osorio non rinforzata, la ϕ' ottenuta era di $32,5^\circ$ (sia al 20% che al 28% di deformazione a taglio), che porta ad uno sviluppo della forza nelle sabbie non rinforzate ad essere quasi uguale alla pressione nella parte superiore della sabbia rinforzata con fibre che inviluppa resistenza a taglio, come previsto (ad esempio, Maher e Gray 1990; Zornberg 2002 e Casagrande 2005).

Tipiche curve sforzo-deformazione si sono ricavate dai test su campioni di sabbia di Osorio rinforzati con fibre di polipropilene e sono riportate nelle figg. 32(a) e 32(b). Questi test sono stati eseguiti e specificamente scelti per dimostrare che differenti percorsi di sollecitazione raggiungono lo stesso stato di collasso. La fig. 32(a) mostra i test in cui viene raggiunto lo stesso punto di inviluppo della forza per i casi in cui si è verificato il collasso a basse pressioni dell'involucro per rottura bilineare e la fig. 32(b) mostra i test che raggiungono l'involuppo della forza nel punto che rappresenta il collasso ad alte pressioni. È chiaro che in entrambi i casi, il punto di collasso raggiunto è lo stesso, indipendentemente dal percorso di sollecitazione seguito. Per tutti i percorsi di sollecitazione, i campioni fibrorinforzati hanno dato nel momento della rottura, un tipo di rigonfiamento.

Dopo aver completato le prove triassiali con le due sollecitazioni radiali costanti, sui campioni fibrorinforzati alle tensioni normali da 20kPa (che rappresenta il collasso a basse pressioni) e da 400kPa (che rappresenta il collasso che si verifica alle alte pressioni nell'involuppo bilineare a collasso), le fibre sono state recuperate nella zona centrale dei campioni e la loro lunghezze finali sono state misurate e riportate in fig. 33.

Questi dati indicano che nessuna delle fibre controllate nel presente studio si è rotta per

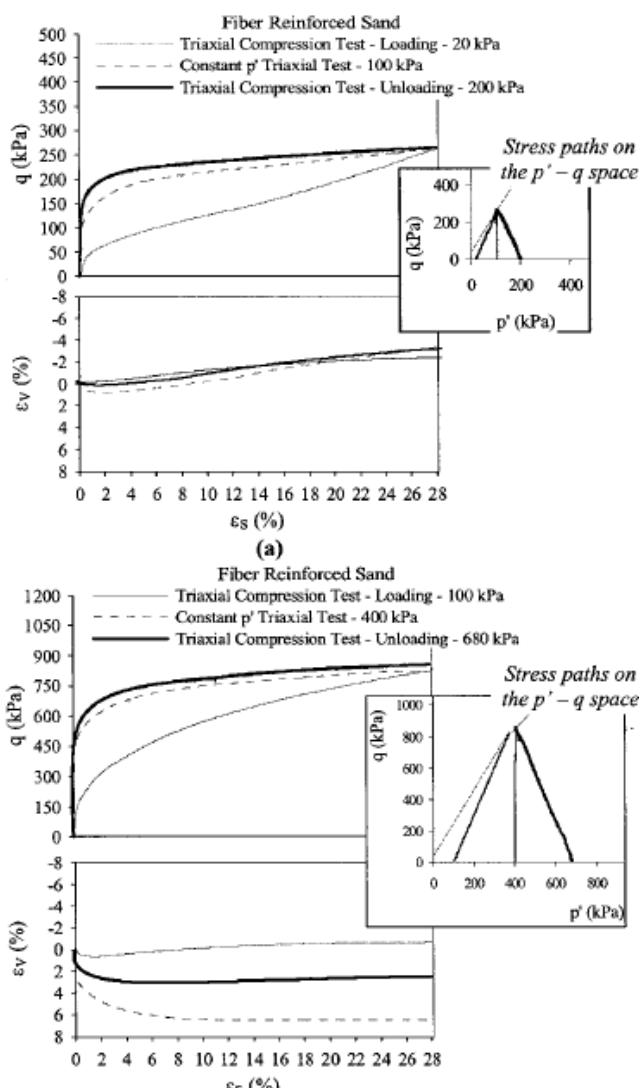


Figura 32. Risposta volumetrica sforzo-deformazione alle prove triassiali CID con rinforzati in fibre confrontando il carico, lo scarico e il percorso con sollecitazione costante p' ; (a) $p' = 20 \text{ kPa}$ (carico), 100 kPa (p' costante) e 200 kPa (scarico); (b) $p' = 100 \text{ kPa}$ (carico), 400 kPa (p' costante) e 680 kPa (scarico)

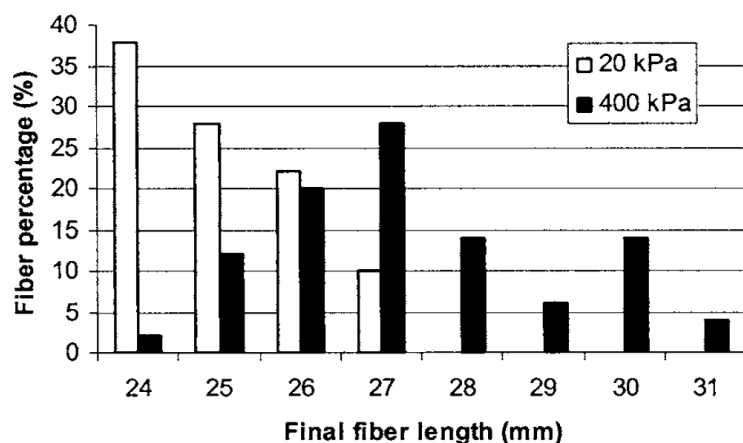


Figura 33. Lunghezze finali delle fibre dopo le prove triassiali a sollecitazioni radiali costanti, con sforzi di confinamento da 20 e 400 kPa (la lunghezza iniziale delle fibre è di 24mm)

quanto le fibre mostrano un limitato allungamento e quindi c'è la possibilità di che le fibre scivolino rispetto alle particelle di terreno, a causa della bassa tensione di confinamento. D'altra parte, si può osservare che il collasso si verifica anche ad elevate pressioni che si sviluppano a causa del cedimento, che compromette una elevata quantità di fibre che si allungano per stiramento.

Nel loro lavoro i ricercatori hanno presentato i risultati di una serie di prove triassiali condotte su sabbia rinforzata con fibre di polipropilene, dimostrando che lo sviluppo a rottura dei suoli fibrorinforzati è indipendente dal percorso seguito dallo sforzo.

Conclusioni: Consoli, Heineck, Casagrande e Coop con questa analisi hanno dimostrato che l'inclusione di fibre fornisce chiaramente un aumento della resistenza al terreno fibrorinforzato e della sua duttilità. Il comportamento composito è governato dal contenuto di fibre e dalle proprietà meccaniche e geometriche delle fibre. Il meccanismo di rottura del terreno fibrorinforzato è stato trovato essere dipendente dalla sollecitazione normale. Fino ad un valore di soglia, definito come "*tensione critica normale*", le fibre scivolano durante la deformazione. Per tensioni superiori alla tensione critica normale, la rottura è disciplinata dallo stiramento o cedevolezza delle fibre (si vedano gli articoli di Maher & Gray del 1990).

1.7. Consoli, Casagrande & Coop - Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains

Lo scopo di Consoli, Casagrande e Coop in questa ricerca è stato quello di studiare il comportamento della sabbia rinforzata con fibre in polipropilene, sottoposta a grandi deformazioni a taglio. Lo studio sperimentale consisteva in prove di taglio ad anello su sabbia con e senza distribuzione casuale di rinforzo fibroso. Il comportamento della miscela

tensione, ma soprattutto non ha subito deformazioni plastiche per trazione. Se prendiamo in considerazione la rottura che si verifica per valori medi della pressione che stanno al di sotto del punto che separa lo sviluppo bilineare dal collasso, ciò suggerire che il cedimento è composto dallo slittamento e dalla cedevolezza delle fibre, in

di sabbia rinforzata con fibre è stata studiata sotto grandi deformazioni per distorsione, esaminando gli effetti della lunghezza delle fibre, il contenuto di fibre, l'efficacia dello sforzo normale e della densità relativa. Gli effetti del rinforzo sono risultati essere più pronunciati con fibre più lunghe, con un contenuto di fibre superiore e per compositi di sabbia fibrorinforzata più densi. I risultati hanno mostrato il grande potenziale di questo tipo di rinforzo in fibra, perché l'aumento della forza non si è deteriorata anche per deformazioni molto elevate.

Materiale

La sabbia di Osorio è stata raccolta nella regione di Osorio vicino a Porto Alegre, nel sud del Brasile. Il suolo è classificato come sabbia fine plastica non-uniforme (SP) e il peso specifico dei solidi è $2,63\text{kg/m}^3$. La granulometria è interamente in sabbia fine con un diametro effettivo di $0,16\text{mm}$ e con una uniformità e un coefficiente di curvatura di 1,9 e 1,2 rispettivamente. L'analisi mineralogica ha mostrato che le particelle di sabbia sono prevalentemente in quarzo. I rapporti dei vuoti minimo e massimo sono rispettivamente di 0,57 e 0,85.

Le fibre in polipropilene sono state utilizzate in tutta questa indagine per rinforzare il terreno. Le loro dimensioni medie sono di 6, 12 o 24mm e con un diametro da $0,023\text{mm}$, con una densità specifica di $0,91\text{kg/m}^3$, una resistenza a trazione e modulo elastico di 120MPa 3GPa rispettivamente e con una deformazione media lineare a rottura dell'80%.

Preparazione del campione

Per evitare la separazione tra le fibre e la sabbia, sia i campioni di sabbia compattata che i campioni fibrorinforzati, sono stati inizialmente preparati miscelando le quantità previste di sabbia asciutta, di fibre (se utilizzate) e di acqua in uno stato insaturo con un contenuto d'acqua iniziale del 10%. Dopo la miscelazione, ciascun campione è stato compattato direttamente negli anelli di confinamento, applicando un carico statico attraverso la piastra di carico anulare. I campioni sono stati preparati a secco con un peso unitario di 15kN/m^3 (corrispondente ad un rapporto dei vuoti di circa lo 0,71 e del 50% della densità relativa, il peso delle fibre è stato incluso al peso secco). L'altezza finale del campione è stata controllata per assicurare la corretta densità iniziale. Le dimensioni del campione avevano un diametro interno ed esterno di $101,6\text{mm}$ e $152,4\text{mm}$ rispettivamente e l'altezza iniziale era di circa $25,4\text{mm}$. L'esame visivo dei campioni esumati ha confermato che la miscela di sabbia e fibre era uniforme in modo soddisfacente. In generale, per i provini fibrorinforzati, è stato utilizzato un contenuto in fibre (peso percentuale di fibre diviso peso secco del suolo) dello 0,5%.

Prove di taglio ad anello

Le prove sono state condotte con un apparato di taglio ad anello del tipo sviluppato da Bishop nel 1971. In questa apparecchiatura la tranciatura avviene a metà altezza del campione e può essere misurata sia la distanza tra gli anelli superiore ed inferiore di confinamento, sia l'attrito laterale. Dopo lo stampaggio dei campioni tra le coppie di anelli di confinamento inferiore e superiore, sono stati caricati dalla tensione normale desiderata e saturi inondando la cella di acqua. Sono state utilizzate le normali tensioni nominali da 20, 100, 200 e 400 kPa, sebbene le effettive sollecitazioni normali durante il taglio sono leggermente inferiori a causa dell'attrito che agisce tra il terreno e gli anelli superiori. Tuttavia, poiché questo attrito viene misurato, non rappresenta un errore nella tensione normale e la precisione della tensione normale è quindi simile a quella misurata dalla tensione tangenziale, ossia attorno al $\pm 2\%$ per elevati livelli di sollecitazioni e di circa il ± 1 kPa per i test da 20 kPa. La deformazione è cessata subito dopo il consolidamento che ne è stata la causa. La distanza tra le coppie di anelli inferiore e superiore di confinamento è stata aperta passando dai 0,30 mm ai 0,35 mm ed il campione è stato tranciato ad una velocità costante di spostamento di 0,17 mm/min fino a che gli spostamenti a taglio non sono stati di 800 mm. Tramite l'esame visivo nessuna fibra è stata smarrita e la perdita di sabbia è stata stimata essere meno del 20% circa.

Risultati e discussioni

In fig. 34 sono riportati i risultati delle prove con una quantità di fibre dello 0,5%.

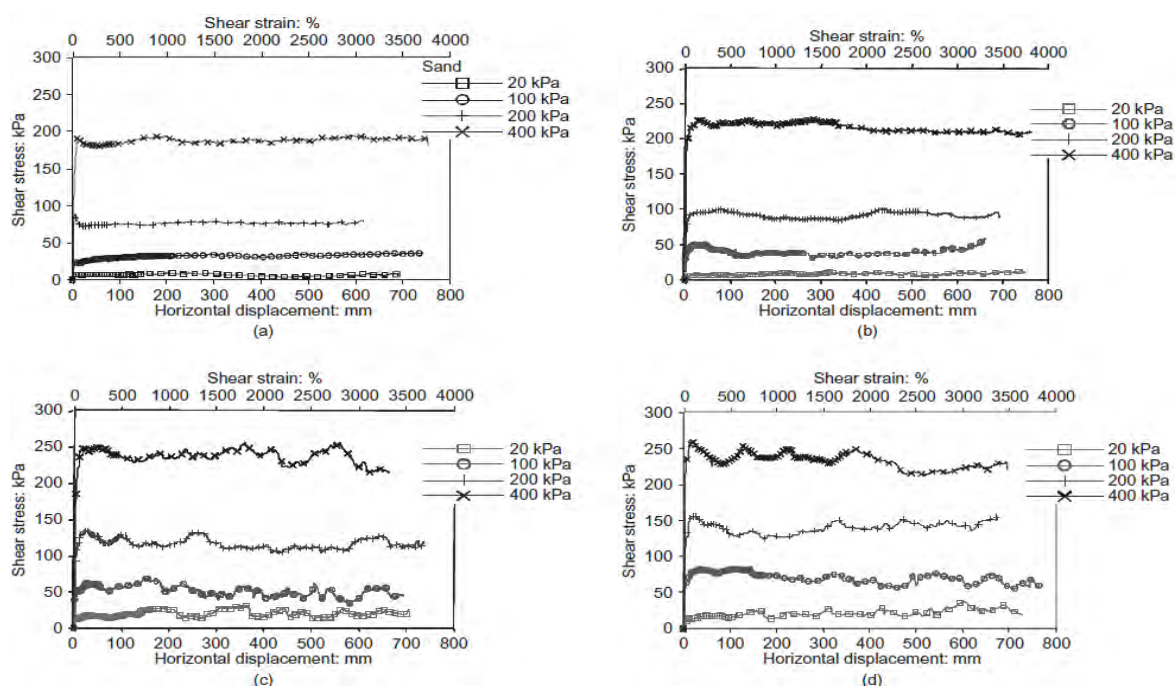


Figura 34. Prove di taglio ad 'anello per esemplari con densità relativa del 50% e con: (a) nessuna fibra, (b) fibre da 6mm; (c) fibre da 12mm; (d) fibre da 24mm.

Le scale di deformazione a taglio ($\gamma = \delta h / H_0$, dove H_0 =altezza iniziale e δh =spostamento orizzontale) sono mostrate nelle figure seguenti in aggiunta agli spostamenti, ma le deformazioni a taglio sono solo nominali per la localizzazione delle deformazioni che possono verificarsi nel post-collasso nell'apparecchiatura di taglio ad anello.

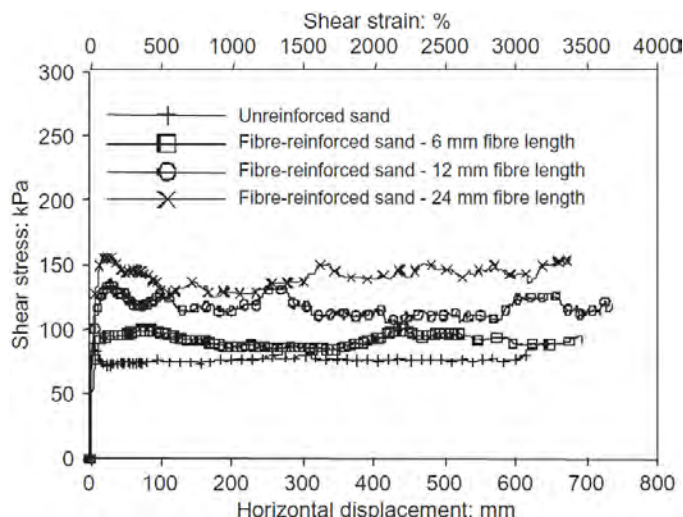


Figura 35. Confronto tra prove di taglio ad anello su provini di sabbia non rinforzati e rinforzati con fibre di varia lunghezza, con una densità relativa del 50% e una sollecitazione normale di 200kPa

La fig. 35 mostra un confronto il suolo non rinforzato e quello rinforzato con fibre di lunghezze ad una tensione nominale normale di 200kPa. Si può notare che le fibre di rinforzo causano un aumento significativo della resistenza a taglio in confronto alla sabbia non rinforzata e che l'effetto aumenta con la lunghezza delle fibre. Non vi è alcuna tendenza ad una riduzione significativa della resistenza, anche per spostamenti molto elevati. È stato osservato che il meccanismo a taglio per questo tipo di materiale da rinforzo, può essere descritto con l'esistenza di una zona di taglio di spessore finito, piuttosto che con una superficie di taglio discreta. Per il meccanismo a taglio turbolento, che può essere identificato dall'orientamento delle fibre e dalla posizione su esumazione dei campioni dopo i test, le fibre possono agire come una maglia all'interno della matrice suolo, lavorando come rinforzo all'interno della zona di taglio. Poiché non vi è alcuna tendenza a perdere forza, la sabbia rinforzata con fibre sembrerebbe quindi

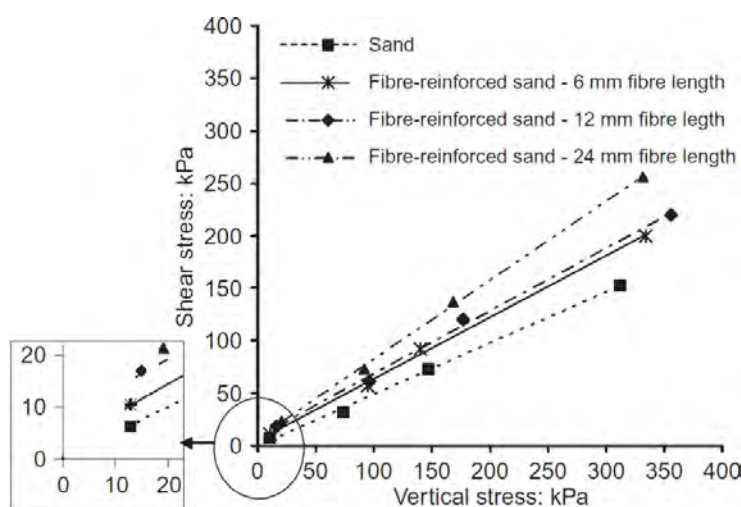


Figura 36. Involuppi della resistenza nella sabbia non rinforzata e rinforzata con fibre

improbabile che soffra di insufficienza fragile nelle applicazioni sul campo, anche nei casi in cui le tensioni tendono normalmente a localizzarsi, se non rinforzata, come in un apparato di taglio ad anello.

La fig. 36 presenta gli involuppi della resistenza a taglio per la sabbia fibrorinforzata per le tre

differenti lunghezze di fibre studiate, così come quella per la sabbia non rinforzata. Gli involuppi lineari di rottura si adattano bene ai dati per tutte le miscele studiate (sabbia non rinforzata e campioni rinforzati con fibre) per sollecitazioni superiori ai 20kPa. I parametri della resistenza a taglio intercettano la coesione in zero per la sabbia non rinforzata, devono essere invece aumentati di 5kPa per l'inclusione di fibre lunghe 6mm, di 8kPa per le fibre da 12mm e si ha circa lo stesso valore per le fibre da 24mm. L'angolo di attrito varia da 26°, per la sola sabbia, a 30,5° e 31° per fibre lunghe 6mm e 12mm rispettivamente e cresce fino a 37° per le fibre da 24mm. Il minimo sforzo nominale verticale utilizzato è stato di 20kPa e dopo la detrazione dell'attrito laterale questo è stato ridotto a circa 16kPa. Questo è circa il più basso livello di sollecitazione che può essere utilizzato nel dispositivo esistente e quindi non è stato possibile verificare sperimentalmente la curvatura degli involuppi per collasso che possono esistere a sollecitazioni anche inferiori.

La fig. 37 mostra i test che sono stati ripetuti, sia per la sabbia non rinforzata che per la sabbia fibrorinforzata con un contenuto di fibre dello 0,5% e lunghe 24mm, sotto un carico normale di 100kPa, al fine di verificare la ripetibilità dei test. Una volta che le fibre sono in tensione, possono produrre (cioè possono subire deformazione plastica) e addirittura rompersi, come si vede dalla curva sforzo-deformazione che mostra un'ondulazione. Mentre il grado di ondulazione varia da test a test, il carico medio di taglio mobilitato è molto simile per i due campioni rinforzati. In contrasto con la sabbia non rinforzata, che dà una

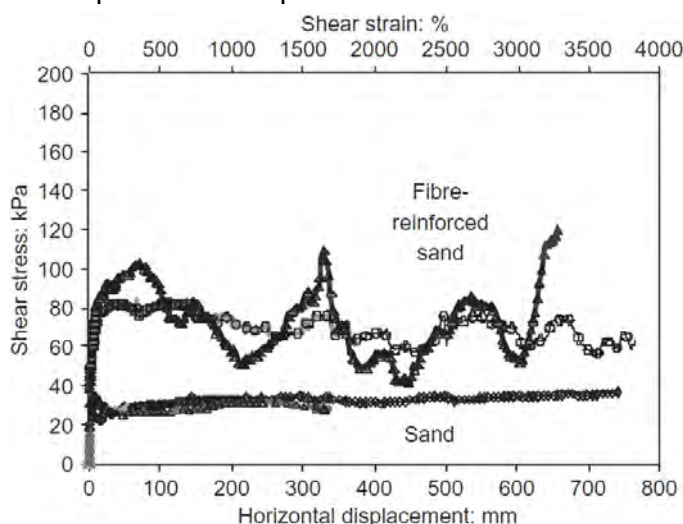


Figura 37. Confronto tra i test ripetuti sulla sabbia non armata e quella rinforzata con fibre da 24mm, densità relativa al 50% e sollecitazione normale di 100kPa

sollecitazione costante di taglio anche con grandi spostamenti.

Dopo aver completato le prove sulla sabbia fibrorinforzata, i cui risultati sono riportati in fig. 34, alcune delle fibre presenti di circa ± 2 mm nel piano della scissione degli anelli di confinamento, furono esumate e le loro lunghezze finali sono state misurate, dando le distribuzioni illustrate in fig. 38. Le lunghezze di circa 50-60 fibre sono state misurate

dopo ogni prova. I dati sono leggermente sparsi, all'interno delle distribuzioni di ogni prova. Le lunghezze delle fibre finali non variano uniformemente da un intervallo all'altro, come ci si poteva aspettare. Si è constatato che, rispetto alle lunghezze iniziali delle fibre, la maggior parte delle fibre si era allungata e alcune si erano rotte. Sono state misurate le lunghezze

finali delle fibre ed è risultato poco pratico controllare il loro diametro, questa difficoltà ha comportato l'incapacità di capire in che misura tali lunghezze rappresentino le diverse combinazioni di allungamento e rottura. Per esempio, se una lunghezza finale di una fibra è risultata uguale alla lunghezza iniziale, questo non significa necessariamente che la fibra non abbia subito influenze, in quanto potrebbe aver subito un allungamento e poi essersi rotta in modo da creare una parte spezzata la cui lunghezza è uguale alla lunghezza iniziale.

La lunghezza minima delle fibre abbastanza simile che hanno trovato in ciascun caso è dell'ordine dei 4-6mm. Questa dimensione è probabilmente definita dalla lunghezza delle fibre che è necessaria per fornire contatto e sufficiente aderenza con le particelle di terreno e per consentire di sviluppare il carico di rottura delle fibre. Ogni segmento di fibra più breve scorrerebbe semplicemente attraverso le particelle di terreno senza attivare la resistenza della fibra stessa. È sorprendente che la lunghezza più piccola sia insensibile al livello di sollecitazione, come per la lunghezza della fibra necessaria per ancorarla alle particelle di terreno, ci si potrebbe attendere possa dipendere dalle sollecitazioni interparticellari e quindi dalle sollecitazioni applicate. Poiché le fibre molto corte non si vedono, è probabile che il meccanismo di rottura sia semplicemente una rottura per trazione, perché se la pinzatura delle fibre è intrappolata tra i grani del meccanismo fondamentale allora non ci sarebbe limite inferiore alla lunghezza delle fibre.

In contrasto a ciò, la maggior lunghezza finale delle fibre è funzione della lunghezza iniziale delle stesse. Poiché il carico di rottura citato dal costruttore è l'80% e la differenza tra il modulo elastico e la sollecitazione per rottura di una deformazione elastica può essere stimata con il 4%, allora la deformazione plastica per rottura risulta essere circa il 76%.

Potrebbe quindi essere previsto che il possibile aumento più grande, in lunghezza, deve essere la lunghezza iniziale, moltiplicato per 76%, il che darebbe lunghezze finali di 10,6; 21,1 e 42,2mm rispetto alle lunghezze iniziali da 6, 12 e 24mm. Le proprietà delle fibre non sono state controllate dagli autori ed è possibile che alcuni dei risultati abbiano qualche discrepanza con i valori indicati dal produttore, o variabilità tra le singole fibre. Tuttavia, questo è anche un calcolo semplicistico, in quanto si presuppone che le fibre siano caricate solo alle loro estremità e che le fibre siano rettilinee e non supportate nel mezzo. È interessante notare che, rispetto alla minor delle lunghezze iniziali delle fibre, molte delle lunghezze finali, di questi rinforzi, superano quella massima teorica, ma all'aumentare della lunghezza iniziale delle fibre, il rapporto tra la lunghezza massima finale e la lunghezza iniziale si riduce, di modo che per le fibre da 24mm nessuna delle lunghezze finali supera il valore teorico. La lunghezza maggiore finale delle fibre sembra sensibile alle sollecitazioni

applicate, in particolare per le fibre da 6 e 12mm. Questo potrebbe essere previsto, poiché un carico applicato superiore dà luogo a maggiori sollecitazioni all'interno delle fibre.

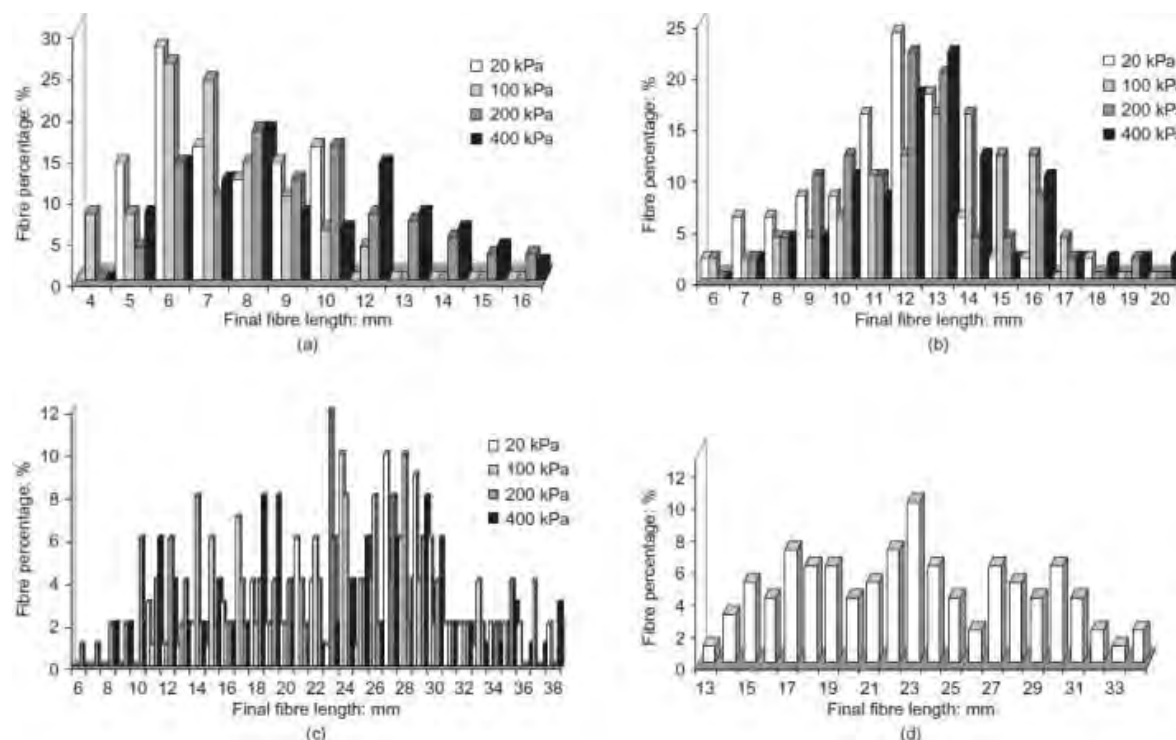


Figura 38. Lunghezze finali delle fibre dopo le prove di taglio ad anello su campioni con densità relativa al 50% e con un contenuto di fibre dello 0,5%. Le lunghezze iniziali delle fibre sono: (a) 6mm, (b) 12mm, (c) 24mm, (d) 24mm dopo la compressione isotropica a 50MPa

Per ogni lunghezza iniziale delle fibre la distribuzione delle lunghezze finali tende ad avere un picco intorno alla lunghezza iniziale. Le distribuzioni delle lunghezze finali sono abbastanza simmetriche per le fibre da 12 e da 24mm, rispetto alla distribuzione asimmetrica che le fibre da 6mm hanno a causa della prossimità della lunghezza iniziale ha nei confronti del limite inferiore della lunghezza finale, che può venire a formarsi. All'aumentare della lunghezza iniziale, c'è una tendenza nella distribuzione della lunghezza finale ad appiattirsi (notare la scala esagerata di fig. 38(c)) rispetto alla gamma dei possibili aumenti delle lunghezze finali. Per le fibre da 6 e da 12mm c'è anche una tendenza ad uno spostamento nella distribuzione verso destra, al crescere della sollecitazione, forse indicando una maggiore tendenza verso l'estensione piuttosto che alle alte sollecitazioni per rottura. Tuttavia, un aspetto sorprendente nei dati è che non ci sono più grandi differenze tra le distribuzioni per i vari livelli di sollecitazione, data dall'ampia gamma di sollecitazioni applicate. Per le fibre da 24mm, Consoli, nel 2005, ha rilevato che la compressione è isotropa fino a 50MPa, dato che la distribuzione finale delle lunghezze delle fibre era simile, per forma, a quelle presentate qui e soggette a grandi deformazioni nelle prove di taglio ad anello per sollecitazioni molto inferiori (si veda fig. 38(d)). La compressione isotropa provoca il movimento relativo tra le particelle di sabbia e produce di

conseguenza sollecitazioni di trazione nelle fibre situate tra di loro. Analizzando la distribuzione dei spezzoni di fibre nelle figure dalla 38(a) alla 38(d), si può concludere che il modello di collasso nelle fibre è insensibile al percorso di sollecitazione imposto (compressione isotropica o di taglio) o dal tipo di deformazione che agisce sul suolo (compressione o distorsione).

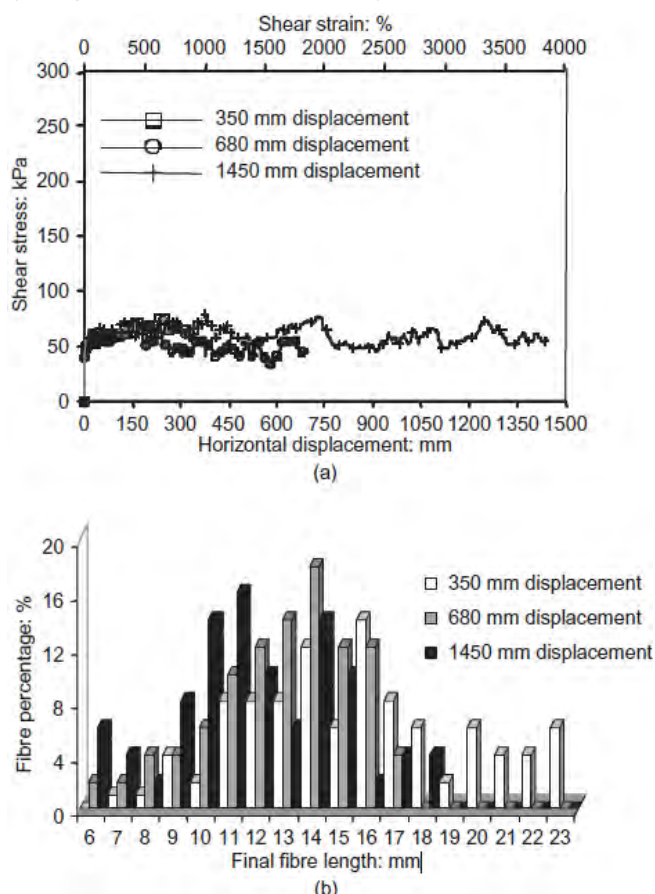


Figura 39. Dati dei test delle prove di taglio ad anello soggette a tre diverse cilindrate finali: (a) dati sforzo-spostamento di taglio, (b) lunghezze finali delle fibre (lunghezza iniziale delle fibre 12mm, densità relativa 50%, sollecitazione normale 100kPa)

La fig. 39 mostra i risultati di tre prove di taglio ad anello effettuate sulla sabbia fibrorinforzata, tutte con un contenuto di fibre dello 0,5%, una lunghezza iniziale di 12mm e sottoposte ad un carico normale di 100kPa, ma soggette a tre diversi spostamenti a taglio (350, 680 e 1450mm) per indagare sull'evoluzione delle fibre e sull'allungamento per deformazione a taglio con rottura. Si può osservare che maggiore è la deformazione a taglio, maggiore è la quantità di fibre corte (cioè rotte). All'aumentare dello spostamento, la lunghezza massima delle fibre si riduce e la lunghezza delle fibre minima rimane abbastanza costante, quindi cresce il numero di fibre della lunghezza minima.

All'aumentare dello spostamento, la lunghezza massima delle fibre si riduce e la lunghezza delle fibre minima rimane abbastanza costante, quindi cresce il numero di fibre della lunghezza minima. Questo rafforza l'idea che le fibre prima si allungano e poi si spezzano quando viene raggiunta la rottura per deformazione delle fibre. Indagando all'interno della serie di spostamenti scelti, è chiaro che le fibre continuano ad estendersi e a rompersi senza che una condizione di equilibrio venga raggiunta. Ad un certo punto la rottura delle fibre dovrebbe fermarsi e ciò potrebbe avvenire quando tutte le fibre raggiungono la lunghezza minima, ossia nel punto in cui la forza inizia a diminuire, poiché la forza deve essere indipendente dalla lunghezza iniziale delle fibre che è in contrasto con le osservazioni fatte qui, rispetto ai piccoli spostamenti.

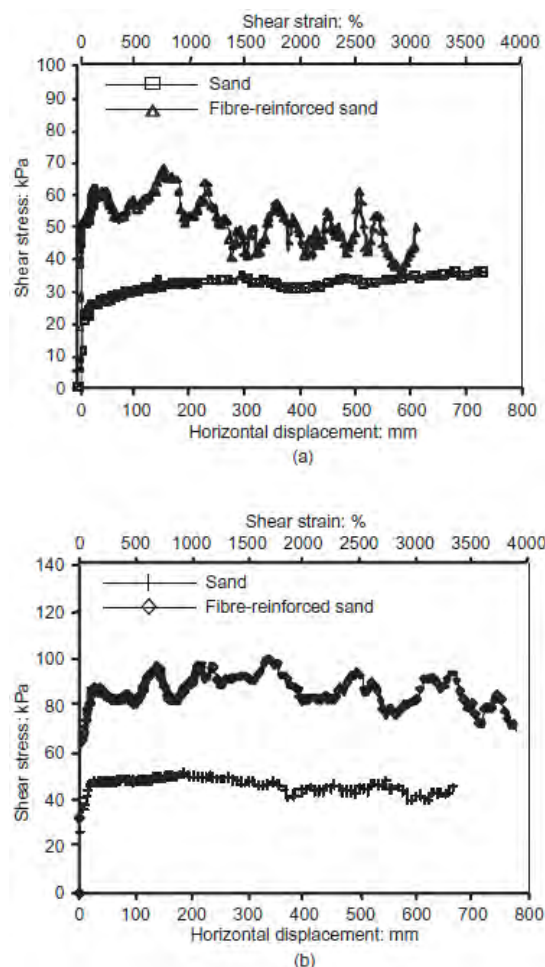


Figura 40. Test di taglio ad anello su campioni di sabbia non rinforzati e rinforzati con fibre, con una densità relativa del: (a) 50%, (b) 80%. Lunghezza iniziale delle fibre=12mm, tensione normale=100kPa

La fig. 40 illustra l'effetto della densità iniziale e la fig. 41 mostra l'effetto del contenuto di fibre. Come previsto, la resistenza a trazione della sabbia non rinforzata è indipendente dalla densità iniziale. Tuttavia, per la sabbia fibrorinforzata, la resistenza finale dipende fortemente dalla densità iniziale e l'effetto di inclusione delle fibre per grandi spostamenti a taglio è risultato essere più pronunciato per campioni più densi, indicando che le fibre funzionano meglio come rinforzo quanto minore è il rapporto dei vuoti. Dalla fig. 41 si può osservare che la resistenza aumenta proporzionalmente con il contenuto di fibre e quindi con la superficie totale delle fibre, poiché questo aumenta il numero di fibre a contatto con il suolo.

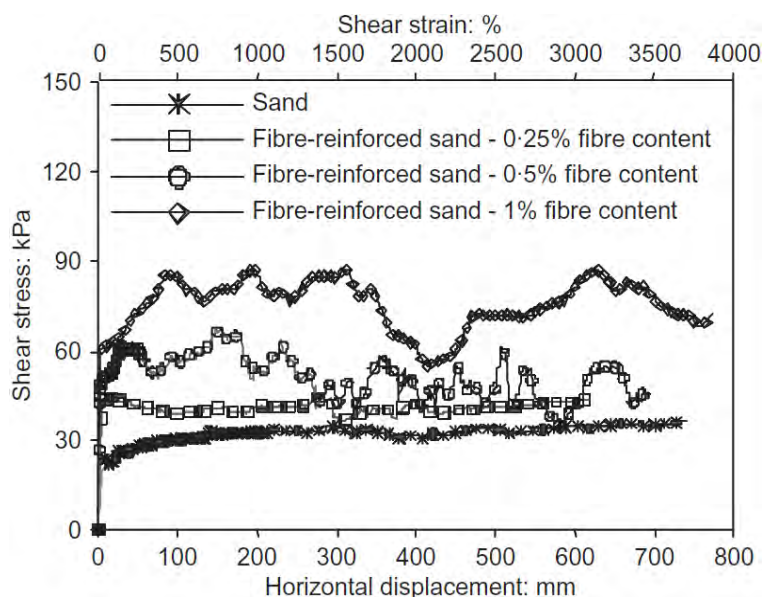


Figura 41. Test di taglio ad anello considerando campioni con un contenuto iniziale di fibre pari a 0%, 0,25%, 0,5% e 1,0% (lunghezza iniziale delle fibre=12mm, densità relativa:50%, tensione normale=100kPa)

1.8. Diambra, Ibraim, Wood & Russell - Fibre reinforced sands: Experiments and modelling

Introduzione

Questo articolo presenta un nuovo approccio di modellazione per prevedere il comportamento costitutivo dei terreni fibrorinforzati in condizioni triassiali. Il modello si basa sulla regola delle miscele di materiali compositi e ritiene che le fibre si comportano in modo linearmente elastico e il suolo, quando non rinforzato, obbedisce al semplice modello lineare elastico-perfettamente plastico di Mohr-Coulomb. Il modello è calibrato e testato utilizzando i risultati di una serie di prove di compressione e di estensione triassiali, che sono presentati in questo articolo. Sono stati considerati diversi contenuti di fibre e densità di sabbia. La versatilità del modello è evidenziata dalla sua capacità di adattarsi a qualsiasi eventuale distribuzione nell'orientamento delle fibre di modo che l'anisotropia della forza, osservata sperimentalmente nella compressione e nella trazione, in condizioni triassiali, possa essere riprodotta.

Notazione

Utilizziamo la sollecitazione convenzionale e le variabili di deformazione in condizioni triassiali assialsimmetriche p e q , che sono rispettivamente la tensione media e deviatorica che agiscono sul composito. Le variabili di deformazione del composito sono la deformazione volumetrica ε_v e deformazione di taglio ε_q .

$$p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3; q = \sigma_a - \sigma_r; \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r; \varepsilon_q = 2/3 \cdot (\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (71)$$

dove i pedici a e r indicano le componenti assiali e radiali, rispettivamente. Le coppie di sollecitazione e di tensioni sono state abbreviate in forma vettoriale $\sigma = [p, q]^T$ e $\varepsilon = [\varepsilon_v, \varepsilon_q]^T$. La compressione è assunta positiva e gli effetti dei tassi vengono ignorati. La deformazione volumetrica è collegata al volume specifico (v) secondo:

$$\dot{\varepsilon}_v = -\dot{v}/v \quad (72)$$

dove $v = 1 + e$ ed e è il rapporto di vuoti. In un quadro elasto-plastico, la somma degli incrementi della deformazione elastica e plastica incrementano la deformazione totale:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^p \\ \dot{\varepsilon}_q^p \end{bmatrix} \quad (73)$$

dove gli apici e e p indicano rispettivamente le componenti elastica e plastica.

Il materiale

È stata utilizzata la sabbia di Hostun RF (S28). Le sue proprietà possono essere trovate negli studi di Ibraim del 1998. Sono state utilizzate le fibre di Loksand in polipropilene,

aggraffate e flessibili, lunghe 35mm (tre delle quali sono

mostrate in fig. 42(a)). Queste fibre agiscono prevalentemente in tensione e le proprietà sono fornite dal produttore insieme alla resistenza a trazione ottenuta attraverso una serie di 15 prove di trazione riportate in tabella 1.

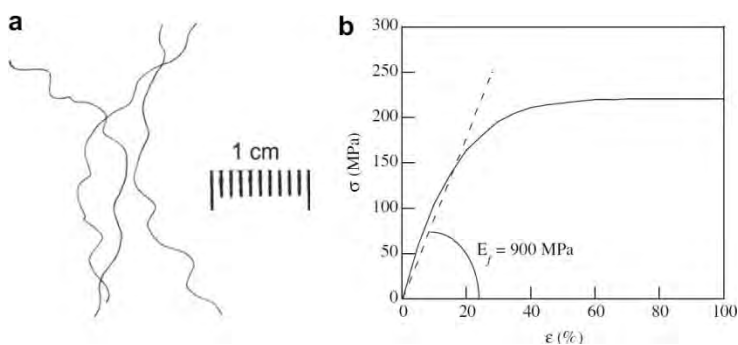


Figura 42. (a) Modello di tre singole fibre di Loksand in polipropilene, aggraffate e flessibili; (b) media delle curve sforzo-deformazione di 15 singole fibre soggette a tensione.

Tabella 1 - Caratteristiche delle fibre di Loksand

Lunghezza (mm)	Diametro (mm)	Peso (denari)	Carico di rottura (MPa)	Peso specifico (kg/m ³)	Allungamento a rottura	Umidità riacquistata
35	0,1	50	225	0,91	160%	<0,1%

Preparazione dei campioni

I campioni sono stati preparati con la tecnica della pigiatura umida. La tecnica ha il vantaggio di un buon controllo della densità del campione, evitando la separazione delle fibre e produce infine un terreno con fibre che assomiglia a quello del suolo rinforzato e compattato in campo. I campioni cilindrici, con un diametro da 70mm e un'altezza da 70mm, sono stati preparati su tre strati di pari altezza in modo da ottenere determinati target di spessore. Il diametro del campione è 2 volte la lunghezza delle fibre, alcune localizzazioni non hanno uniformità e quindi si può verificare che ci sono delle concentrazioni localizzate in prossimità dei bordi del campione, per quanto riguarda la distribuzioni delle fibre. Tuttavia, gli effetti di confinamento del campione sui risultati sono stati assunti come trascurabili.

La concentrazione media delle fibre contenute in un campione è definito dalla percentuale di peso secco della sabbia:

$$w_f = W_f / W_s \times 100(\%) \quad (74)$$

dove W_f è il peso delle fibre e W_s è il peso della sabbia asciutta. Il rapporto in peso è convenientemente utilizzato per scopi di preparazione del campione, sebbene la modellazione eventuale si avvale dei rapporti in volume: $v_f = V_f / V$ dove V e V_f sono i volumi del composito e delle fibre, rispettivamente. Tuttavia, i due rapporti sono direttamente

correlati. Vi è un limite alla quantità di fibre che può essere aggiunta alla sabbia in modo che il composito compresso e umido possa essere efficacemente preparato (Ibraim e Fourmont, 2006). Questi valori massimi, che dipendono dal target del rapporto dei vuoti, sono presentati in fig. 43, insieme con il minimo (e_{min}) e massimo (e_{max}) dei rapporti dei vuoti della sabbia di Hostun RF. Il rapporto dei vuoti deve essere attentamente definito per un campione rinforzato, poiché il volume occupato

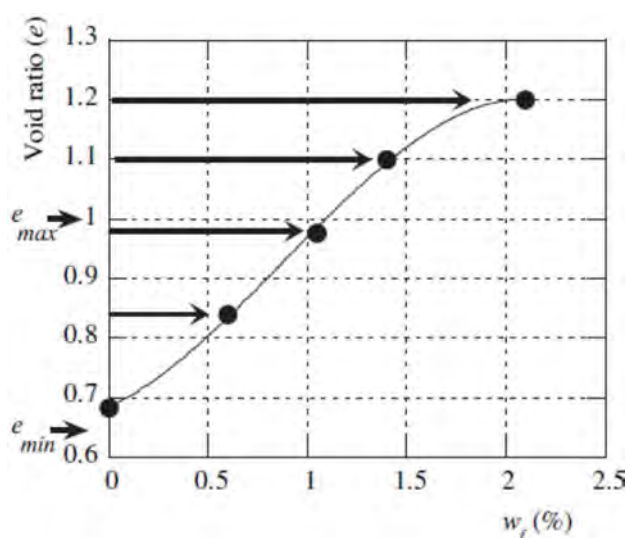


Figura 43. Importo massimo di fibre che possono essere mescolate con una quantità fissa di sabbia senza provocare una variazione di volume nel campione, usando il metodo della pigiatura umida

dalle fibre può essere “occupato” sia alle particelle di sabbia solide sia ai vuoti. Questa distinzione non è sempre stata chiara in letteratura: in questa indagine le fibre sono state considerate come parte del solido.

Prove triassiali

Le prove di compressione e di estensione triassiali, convenzionalmente drenate, sono state condotte su campioni isotropicamente consolidati, rinforzati e non. Un elenco completo dei test tra cui il contenuto di fibre (w_f), la concentrazione volumetrica delle fibre (v_f), la pressione di confinamento σ_r e il tipo di test sono indicati nella tabella 2. È stato indicato anche il rapporto dei vuoti alla fine del consolidamento (e_c) e l'indice di densità corrispondente, $I_D = (e_{max} - e_c) / (e_{max} - e_{min})$. La saturazione è stata raggiunta con il metodo CO₂, garantendo valori B di almeno 0,97 per ogni campione.

Le estremità sono state ampiamente lubrificate, con grasso al silicone e sono stati utilizzati dischi in gomma di lattice, in basso due dischi e in alto tre. Ciò ha garantito che il campione assumesse forme omogenee, che si sono conservate ben oltre il 20% della deformazione assiale in compressione, mentre in estensione, una strizione del campione era visibile solo dopo il 15% dello sforzo assiale.

I risultati delle prove triassiali

I tipici risultati delle prove triassiali drenate sono presentati nelle figg. 44, 45 e 46, in cui sono tracciate le variazioni di q e ε_v rispetto a ε_d . Heineck, nel 2005, suggerì che la rigidità iniziale del suolo rinforzato non è influenzato dalla presenza di fibre.

Le fibre diventano più efficaci se sottoposte a sforzi di medie e grandi intensità e questo sembra essere chiaramente dimostrato dai risultati della compressione triassiale. La risposta deviatorica del composito è fortemente dipendente dal contenuto di fibre. Anche se alcuni test sono stati presi al 30% e al 40% di deformazione assiale, i provini rinforzati mostrano un rapporto sforzo-deformazione un po' bilineare. La sollecitazione deviatorica sembra come se continuasse ad aumentare anche oltre i valori raggiunti da questi grandi sforzi assiali.

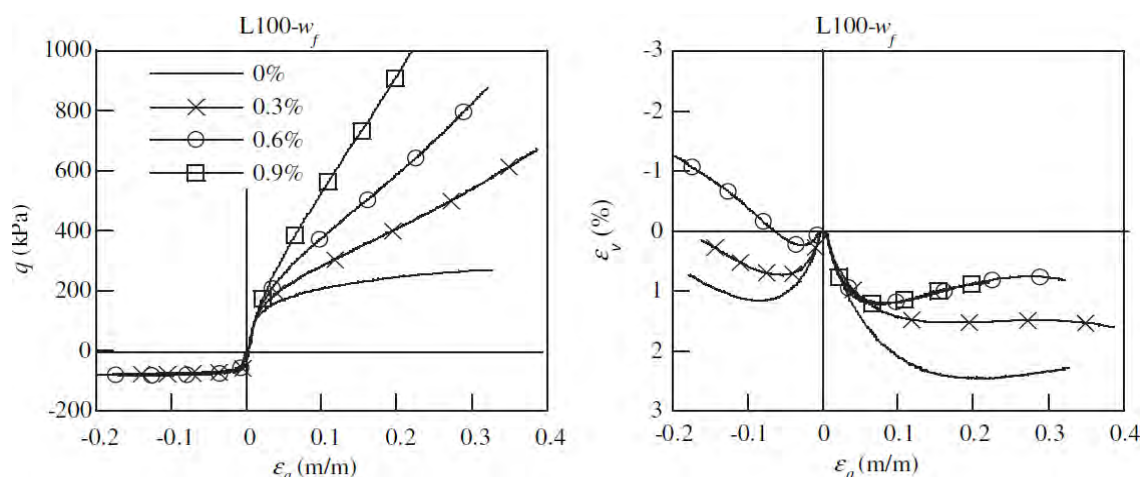


Figura 44. Deviatore sforzo-deformazione assiale e comportamento volumetrico per la serie prove drenate (L), con pressione in cella limitata a 100kPa

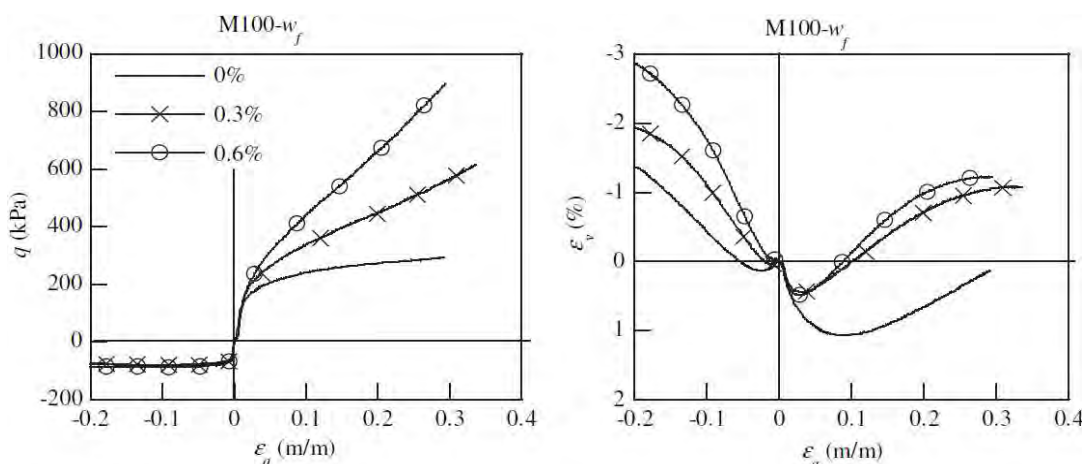


Figura 45. Deviatore sforzo-deformazione assiale e comportamento volumetrico per la serie prove drenate (M), con pressione in cella limitata a 100kPa

Questi macro risultati indicano che queste particolari fibre mantengono la capacità di sopportare tensioni all'interno della matrice di sabbia. Inoltre, i campioni riesumati non hanno rivelato apprezzabili deformazioni plastiche (o rotture) delle fibre, che hanno avuto luogo durante le prove. Il legame tra le fibre e i granelli di sabbia difficilmente si completerà, si verificherà invece un parziale slittamento, mantenendo comunque un sufficiente legame perché le fibre possano continuare a lavorare sotto tensione.

Tabella 2 - Elenco delle prove triassiali eseguite

Test	e_c	$I_D(\%)$	$w_f(\%)$	$v_f(\%)$	$\sigma_v(\text{kPa})$	Test tipo C/E	$q/p_{20\%}$	$\psi_{max}(^\circ)$
L030-00	1,000	0,0	0	0	30	C	1,441	2,05
L030-03	0,982	4,7	0,03	0,437	30	C	2,014	1,05
L030-06	0,957	11,3	0,06	0,878	30	C	2,336	3,05
L030-09	0,955	11,8	0,09	1,306	30	C	2,560	3,00
L060-00	0,999	0,3	0	0	60	C	1,389	1,08
L060-03	0,991	2,4	0,03	0,435	60	C	1,825	2,00
L060-06	0,978	5,8	0,06	0,868	60	C	2,154	2,04
L060-09	0,948	13,7	0,09	1,311	60	C	2,346	4,05
L100-00	0,991	2,4	0	0	100	C	1,360	1,05
L100-03	0,966	8,9	0,03	0,441	100	C	1,736	0,05
L100-06	0,945	14,5	0,06	0,883	100	C	1,984	2,00
L100-09	0,936	16,8	0,09	1,319	100	C	2,260	2,01
L200-00	0,980	5,3	0	0	200	C	1,329	1,00
L200-03	0,948	13,7	0,03	0,445	200	C	1,434	0,06
L200-06	0,935	17,1	0,06	0,888	200	C	1,808	0,07
L200-09	0,912	23,2	0,09	1,336	200	C	2,020	–
M030-00	0,934	17,4	0	0	30	C	1,523	7,00
M030-03	0,926	19,5	0,03	0,450	30	C	2,094	9,04
M030-06	0,920	21,1	0,06	0,894	30	C	2,478	10,04
M100-00	0,914	22,6	0	0	100	C	1,435	3,05
M100-03	0,895	27,6	0,03	0,457	100	C	1,778	4,05
M100-06	0,886	30,0	0,06	0,911	100	C	2,051	6,00
M200-00	0,915	22,4	0	0	200	C	1,360	2,01
M200-03	0,902	25,8	0,03	0,455	200	C	1,615	3,05
M200-06	0,874	33,2	0,06	0,916	200	C	1,882	4,04
M300-00	0,928	18,9	0	0	300	C	1,315	1,01
M300-03	0,899	26,6	0,03	0,456	300	C	1,528	2,00
M300-06	0,895	27,6	0,06	0,906	300	C	1,773	3,05
D030-00	0,804	51,6	0	0	30	C	1,602	23,05
D030-03	0,802	52,1	0,03	0,481	30	C	2,241	21,05
D100-00	0,833	43,9	0	0	100	C	1,473	16,00
D100-03	0,816	48,4	0,03	0,477	100	C	1,947	17,01
D200-00	0,798	53,2	0	0	200	C	1,463	11,02
D200-03	0,780	57,9	0,03	0,487	200	C	1,762	14,04
ExL100-00*	0,989	2,9	0	0	100	E	-1,015	4,00
ExL100-03*	0,971	0,948	0,03	0,439	100	E	-1,082	4,05
ExL100-06*	0,951	0,928	0,06	0,880	100	E	-1,135	6,08
ExL200-00*	0,988	0,957	0	0	200	E	-0,961	2,02
ExL200-03*	0,968	0,934	0,03	0,440	200	E	-0,982	4,01
ExL200-06*	0,951	0,908	0,06	0,880	200	E	-1,002	6,00
ExM100-00*	0,886	0,874	0	0	100	E	-1,045	6,03
ExM100-03*	0,875	0,862	0,03	0,462	100	E	-1,097	8,08
ExM100-06*	0,859	0,843	0,06	0,924	100	E	-1,171	13,08
ExD100-00*	0,798	53,1	0	0	100	E	-1,042	12,06
ExD100-03*	0,776	58,9	0,03	0,488	100	E	-1,01	17,02

* q/p al 15% per i test di estensione

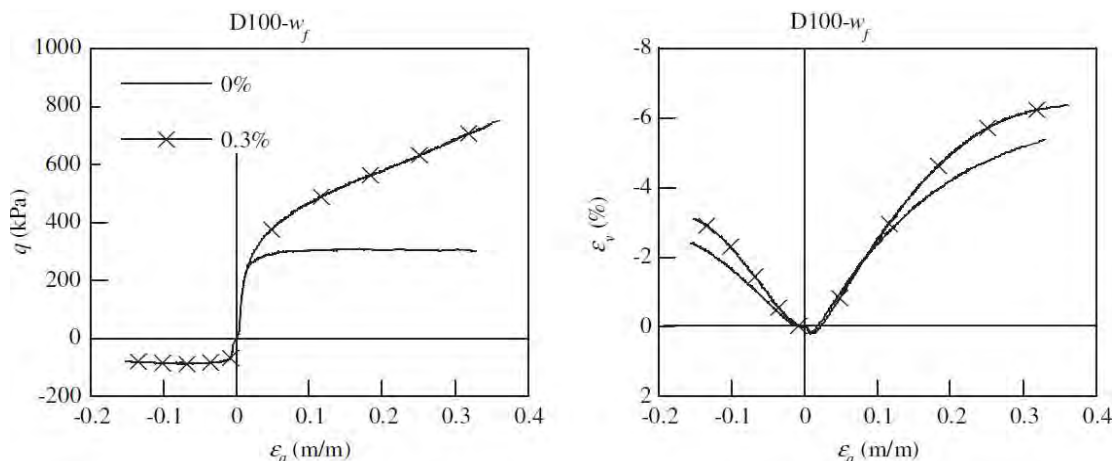


Figura 46. Deviatore sforzo-deformazione assiale e comportamento volumetrico per la serie prove drenate (D), con pressione in cella limitata a 100kPa

Di norma la resistenza a rottura è definita con il 20% di deformazione assiale per un carico a compressione. La tabella 2 riporta i coefficienti di rottura ($q/p_{20\%}$) per tutti i campioni.

Come si vede dalla fig. 47, il fallimento dovuto agli involuppi di resistenza deviatorica per la serie di test liberi (L) è quasi lineare per un determinato contenuto di fibre. I parametri di resistenza a taglio per tutte le serie di prove sono riassunti nella tabella 3. L'aggiunta di fibre si traduce in un significativo aumento dell'angolo di attrito e coesione intercetta. Lo sforzo per rottura è risultato essere dipendente dalla

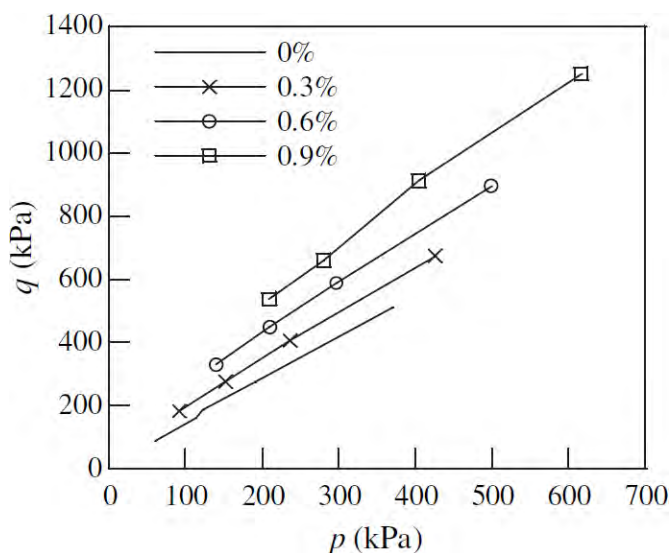


Figura 47. Involuppi di resistenza deviatorica al 20% di deformazione assiale per la serie di prove (L)

densità del campione come mostrato in fig. 48(a): un campione sciolto (test L) rinforzato con un contenuto di fibre dello 0,6% ha la stessa forza deviatorica di un campione più denso (test D) con un contenuto di fibre dello 0,3%. Questa particolare caratteristica è legata ai modelli di deformazione dei provini.

I campioni più densi tendono a dilatarsi di più di quelli meno densi, inducendo una richiesta maggiore per una deformazione radiale e quindi maggiori potenziali sollecitazioni di trazione nelle fibre, che creano un maggior confinamento sulla sabbia nei campioni più densi e quindi un aumento più grande della forza di quella osservata negli esemplari meno densi. Per un carico di compressione, l'influenza della densità del campione sulla sua rottura può essere ampiamente rimossa con una interpretazione dei dati, definendo il mancato

verificarsi in una certa quantità di deformazione radiale (in fig. 48(b) l'insufficienza di dati da luogo al 15% dello sforzo radiale). I dati in questo grafico corrispondono quindi alla mobilitazione più o meno costante della tensione nelle fibre e in questo caso gli involucri di resistenza possono essere meglio raggruppati indipendentemente dalla densità del campione.

Tabella 3. Angolo di attrito e coesione dell'intercetta di tutte le serie di prove a compressione per rottura ($\varepsilon_a = 20\%$) e a deformazione radiale fissa ($\varepsilon_r = 15\%$)

Rottura $\varepsilon_a = 20\%$								
Test serie	Contenuto di fibre (%)							
	0		0,3		0,6		0,9	
	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)
Test (L)	4,8	33,5	21,4	36,2	46,3	38,5	68,9	42,7
Test (M)	8,5	33,1	38,2	34,5	77,4	36,9	-	-
Test (D)	2,4	35,9	40,7	38,9	-	-	-	-
$\varepsilon_r = 15\%$								
Test (L)	4,8	33,5	35,7	39,2	59,4	43,7	79,3	49,4
Test (M)	8,5	33,1	36,9	38,6	84,0	41,5	-	-
Test (D)	2,4	35,9	43,1	38,7	-	-	-	-

Nell'estensione triassiale, il contributo delle fibre alla risposta deviatorica sembra essere molto limitata: le relazioni sforzo-deformazione per i campioni rinforzati sono quasi identici a quelli dei campioni non rinforzati e la risposta è in gran parte controllata dalla matrice della sabbia (figg. 44, 45 e 46). In compressione triassiale l'aumento netto della forza deviatorica per contenuto di fibre dello 0,6%, raggiunge il 180-200%, ma solo dall'8% al 10% di aumento della resistenza netta si registra nelle prove di estensione. Come dimostrato da Diambra nel 2007, il metodo di costruzione dei provini, lascia pochissime fibre orientate in direzione verticale, che è la direzione della forza di tiro in una prova di estensione triassiale. Diambra ha trovato che il 97% delle fibre hanno un orientamento che si trova all'interno $\pm \pi/4$ rispetto al piano orizzontale. Questi macro risultati evidenziano l'importanza dell'orientamento delle fibre sulle prestazioni della sabbia rinforzata, soprattutto quando possono verificarsi le rotazioni della sollecitazione principale e degli assi di deformazione. In compressione ed estensione, la risposta volumetrica della sabbia rinforzata, come per la sabbia non rinforzata, ha mostrato una compressione iniziale seguita da una dilatazione. In compressione triassiale, l'aggiunta di fibre comporta una diminuzione della quantità di compressione seguita da una tendenza a presentare una maggiore dilatazione, come osservato anche nelle prove a taglio diretto eseguite da Ibraim e Fourmont nel 2006 su campioni simili. Anche se l'aumento della forza è quasi trascurabile in estensione triassiale,

il comportamento volumetrico è chiaramente influenzato dalla aggiunta di fibre: la dilatazione aumenta con il contenuto di fibre.

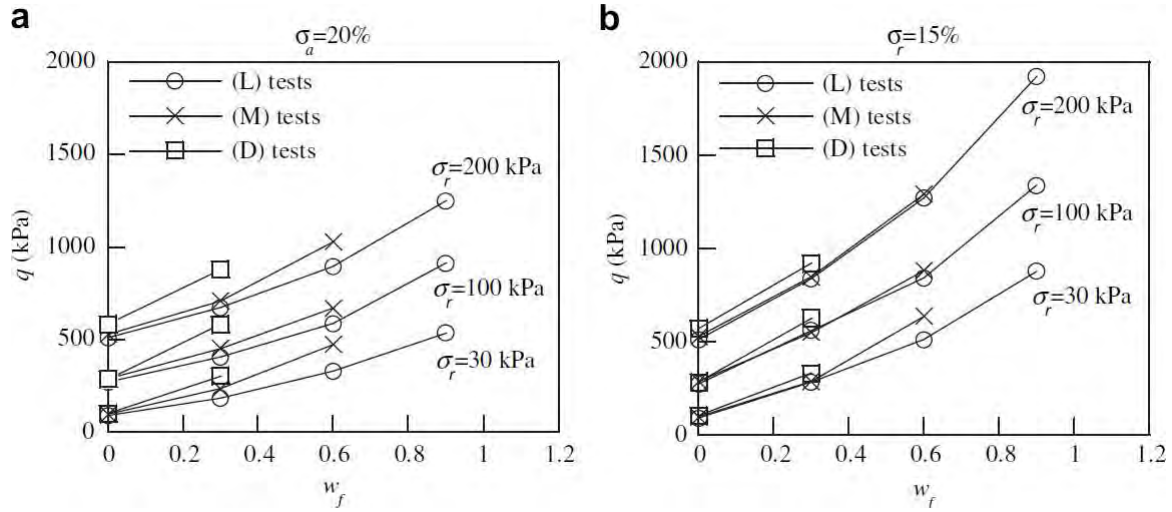


Figura 48. (a) Resistenza deviatorica al 20% di deformazione assiale e (b) al 15% di deformazione radiale per un insieme di campioni densi, con tre diverse sollecitazioni di confinamento: 30, 100, e 200 kPa.

Viene generalmente assunto che l'angolo di dilatanza dipende dalla densità e dal livello di sollecitazione. L'esame della dilatanza plastica costituisce un ruolo centrale nei modelli elasto-plastici dei suoli. In questo articolo, l'angolo di dilatanza mobilitato in condizioni triassiali è definito dal rapporto degli incrementali degli sforzi volumetrici con quelli assiali e per semplicità si è ipotizzato che le componenti elastiche degli incrementi di deformazione siano piccole rispetto alle componenti plastiche (indicati con l'apice p), per dare:

$$\tan \psi = -\dot{\epsilon}_v^p / |\dot{\epsilon}_a^p| \approx -\dot{\epsilon}_v / |\dot{\epsilon}_a| \quad (75)$$

Una modifica l'equazione di Bolton, del 1986, per il massimo angolo di dilatanza (ψ_{max}) si adatta bene ai dati:

$$\tan \psi_{max} = a_0 \{I_D [Q - \ln(p_c)] - \gamma\} \quad (76)$$

dove I_D e p_c sono rispettivamente l'indice di densità e la sollecitazione media alla fine del consolidamento e a_0 , Q e γ sono tre parametri del materiale. L'uso della tensione media di consolidamento è stata necessaria in quanto non era rilevabile alcuna rottura distinta. La deviazione dall'equazione di Bolton è considerata accettabile purché nel solo caso di percorso di stress ($\dot{q}/\dot{p} = 3$) che è stato analizzato. Ulteriori ricerche sperimentali, tra cui una serie di percorsi di sollecitazioni, sono necessarie per definire il rapporto di dilatanza massima nelle sabbie rinforzati in generale. I valori di ψ_{max} , per i test effettuati, sono riportati in tabella 2.

Il migliore adattamento ai dati sperimentali è stato ottenuto con: $a_0 = 0,3$, $Q = 6,4$ e $\gamma = 0$ e una corrispondente vista tridimensionale della superficie definita dall'eq. (76) è mostrata in fig. 49. La relazione è meno accurata in condizioni di estensione triassiale, come anche trovato da Vaid e Sasitharan nel 1992, ma l'approssimazione è ancora accettabile.

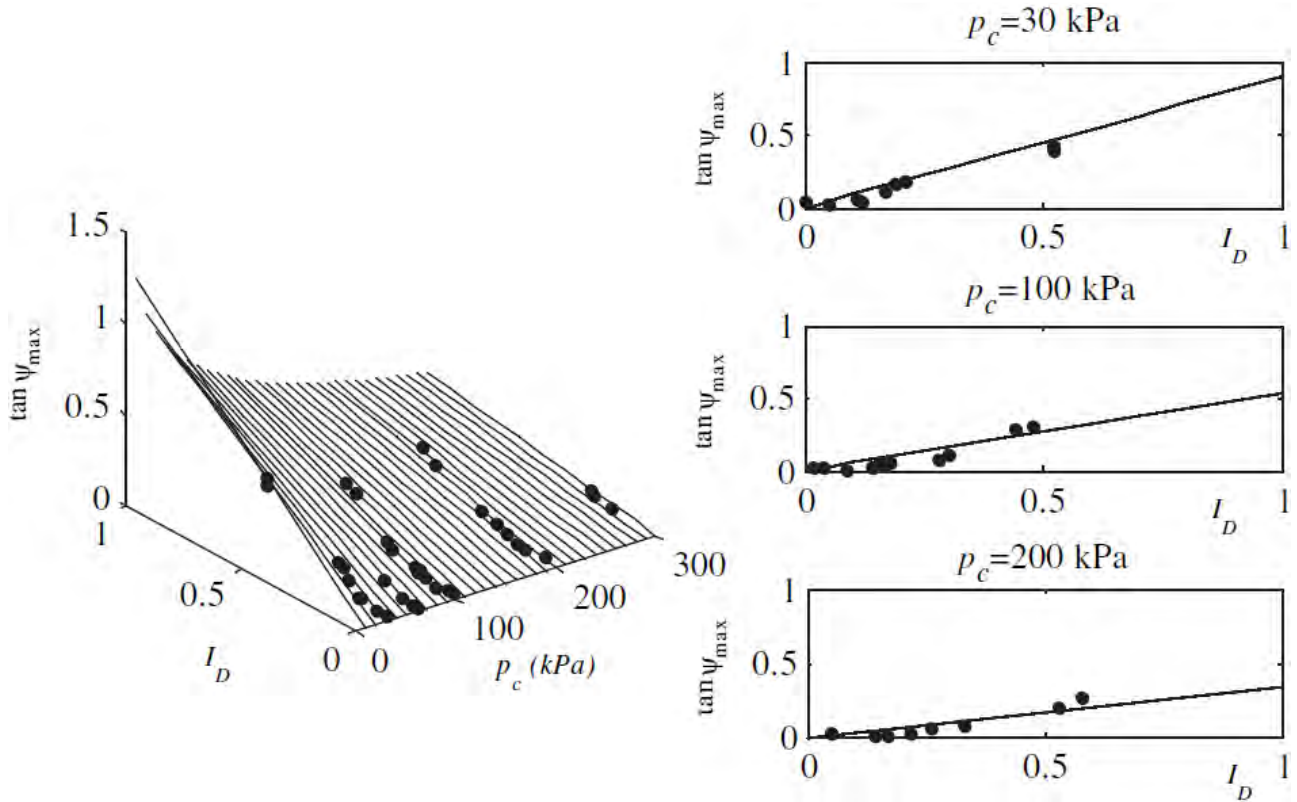


Figura 49. Rappresentazione tridimensionale della regola di flusso sperimentale e sezioni piane per tre pressioni di consolidamento costanti: 30, 100 e 200 kPa.

Regola delle miscele

La regola delle miscele viene qui utilizzata per lo sviluppo di un modello per il terreno fibrorinforzato. Gli assiomi usuali per la regola delle miscele sono i seguenti:

- ogni componente di un composito soddisfa la propria legge costitutiva;
- ciascuna componente è omogeneamente distribuita in tutto il composito;
- i singoli contributi di ciascun elemento, nel rispetto del comportamento complessivo del composito, vengono adattati in base alle loro frazioni volumetriche.

Lo stato di sollecitazione di un composito, σ , è espresso in termini di stati tensionali della matrice suolo $\sigma' = [p', q']^T$ e fibre $\sigma_f = [p', q']^T$:

$$\sigma = \sigma' v_m + \sigma_f v_f \quad (77)$$

I fattori scalari della concentrazione volumetrica v_m e v_f (della matrice suolo e delle fibre, rispettivamente) delle singole componenti sono definiti come:

$$v_m = (V_s + V_v)/V = (V - V_f)/V; \quad v_f = V_f/V \quad e \quad v_m + v_f = 1 \quad (78)$$

dove V , V_v , V_s e V_f sono i volumi del composito, dei vuoti, della sabbia e delle fibre, rispettivamente, così in questa definizione la frazione in volume della matrice suolo non considera solo il volume occupato dalle particelle di terreno solido. Per semplicità

l'approssimazione di $v_m \approx 1$ è ragionevole poiché il volume delle fibre è molto piccolo rispetto al volume del composito. Una delle due ipotesi principali deve essere assunta quando si usa la regola delle miscele: ipotesi di Voigt o ipotesi di Reuss. La prima di queste, presuppone che i campi di deformazione del composto e i suoi costituenti siano identici:

$$\varepsilon = \varepsilon_m = \varepsilon_f \quad (79)$$

mentre la seconda ipotesi considera l'uguaglianza delle sollecitazioni:

$$\sigma = \sigma' = \sigma_f \quad (80)$$

Per mantenere la semplicità nelle formulazioni, qui presentate, si presume che non avvenga scorrimento tra i granelli della sabbia e le fibre, le fibre agiscano solo in tensione ed elasticamente e si applichi l'ipotesi di Voigt (dell'identità degli sforzi). Tuttavia, un ulteriore parametro di scala che potrebbe essere introdotto, come verrà dimostrato in seguito, è la riduzione del contributo che le fibre hanno sul composito, se l'ipotesi di non scorrevolezza tra le fibre e i granuli di sabbia venisse meno. Questo approccio non viola la regola di Voigt. La forma finale del rapporto sforzo-deformazione per il terreno rinforzato, quando viene espresso in modo incrementale, è:

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}' + v_f \dot{\sigma}_f = [M_m] \dot{\varepsilon} + v_f [M_f] \dot{\varepsilon} \quad (81)$$

dove M_m è la matrice di rigidezza della sabbia e M_f è la matrice di rigidezza delle fibre.

La matrice di rigidezza delle fibre

La deformazione di una singola fibra incorporata nel composito dipende dal suo orientamento. In condizioni triassiali convenzionali, il rapporto incrementale tra la deformazione di qualsiasi angolo θ rispetto all'orizzontale ($\dot{\varepsilon}_\theta$) e gli sforzi assiale e radiale è dato dalla seguente relazione:

$$\dot{\varepsilon}_\theta = \dot{\varepsilon}_a \sin^2(\theta) + \dot{\varepsilon}_r \cos^2(\theta) \quad (82)$$

Adottando la regola di Voigt lungo la direzione delle fibre, lo sforzo sostenuto da una fibra (che si comporta elasticamente e con un modulo elastico E_f) orientata di un angolo θ rispetto all'orizzontale, è quindi:

$$\dot{\sigma}_{\theta f} = E_f \dot{\varepsilon}_\theta \quad (83)$$

ed è possibile scomporre questo in sollecitazioni equivalenti che agiscono lungo le direzioni degli sforzi assiali e radiali, $\dot{\sigma}_{af}(\theta)$ e $\dot{\sigma}_{rf}(\theta)$:

$$\dot{\sigma}_{af}(\theta) = \dot{\sigma}_{\theta f} \sin^2(\theta) \quad (84)$$

$$\dot{\sigma}_{rf}(\theta) = \dot{\sigma}_{\theta f} \cos^2(\theta)/2 \quad (85)$$

Un forma espansa, le relazioni (84) e (85) possono essere riscritte come:

$$\dot{\sigma}_{af}(\theta) = E_f (\dot{\varepsilon}_a \sin^4(\theta) + \dot{\varepsilon}_r \cos^2(\theta) \sin^2(\theta)) \quad (86)$$

$$\dot{\sigma}_{rf}(\theta) = E_f [\dot{\epsilon}_a \sin^2(\theta) \cos^2(\theta) + \dot{\epsilon}_r \cos^4(\theta)]/2 \quad (87)$$

Quando un agglomerato di fibre ha una distribuzione dell'orientamento non uniforme, gli orientamenti delle fibre possono essere descritti da una funzione di distribuzione generale dell'orientamento delle fibre $\rho(\theta)$ (Fukuda e Choi nel 1982 e Zhu nel 1994). $\rho(\theta)$ rappresenta la concentrazione volumetrica di fibre in un volume infinitesimo dV avente un orientamento θ rispetto al piano orizzontale (si veda fig. 50). $\rho(\theta)$ rappresenta anche il fattore di concentrazione volumetrica per il contributo delle fibre all'interno del composito con un orientamento θ rispetto al piano orizzontale. Il contributo complessivo delle fibre all'interno del composito, nelle direzioni delle sollecitazioni assiali e radiali, può essere ottenuto per integrazione su un volume di composito rappresentativo utilizzando le seguenti espressioni:

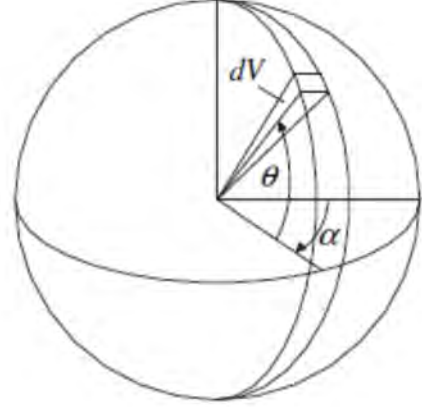


Figura 50. Coordinate sferiche usate per definire l'orientamento

$$\dot{\sigma}_{af} = 1/V \cdot \int_V \rho(\theta)/v_f \cdot \dot{\sigma}_{af}(\theta) dV \quad (88)$$

$$\dot{\sigma}_{rf} = 1/V \cdot \int_V \rho(\theta)/v_f \cdot \dot{\sigma}_{rf}(\theta) dV \quad (89)$$

Solo le fibre flessibili che agiscono in tensione contribuiscono alle sollecitazioni del composito. Pertanto, le integrazioni della (88) e (89) devono essere effettuate entro quei limiti di θ per i quali $\dot{\epsilon}_\theta < 0$. Se θ_0 è la direzione di zero sforzi incrementali che, secondo il

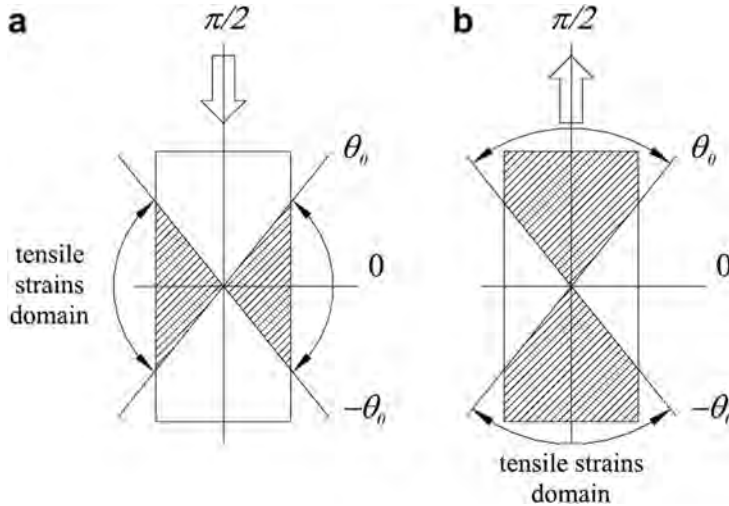


Figura 51 Domini degli orientamenti della deformazione a trazione per carichi a (a) compressione ed (b) estensione.

cerchio di Mohr per incremento di tensione, è:

$$\theta_0 = \arctan \sqrt{-\dot{\epsilon}_r / \dot{\epsilon}_a} \quad (90)$$

e grazie alla simmetria del modello di deformazione, i limiti di integrazione nelle (88) e (89) devono corrispondere a $0 \leq \theta \leq \theta_0$ per la compressione triassiale e $\theta_0 \leq \theta \leq \pi/2$ per l'estensione triassiale, come illustrato in fig. 51.

La risposta meccanica del composito dipende non solo dalle caratteristiche individuali dei suoi componenti, ma anche dalla loro interazione. Il legame tra le fibre e i granelli di sabbia influisce il trasferimento delle tensioni tra le due componenti. Lo sforzo di una singola fibra

non è costante lungo la sua lunghezza (deve diminuire fino a zero alle sue due estremità) e supporre che esista una sollecitazione di trazione uniforme è pertanto una approssimazione. Il legame tra le fibre e i granuli di sabbia non è perfetto in quanto una certa quantità di scorrimento relativo tra le due componenti quasi certamente si verificherà, il cui valore di scorrimento dipende dallo sforzo mobilitato lungo la lunghezza delle singole fibre. Il legame interfacciale imperfetto può essere rappresentato, nel modello, con l'introduzione di una funzione adimensionale scorrevole (f_b), simile a quella utilizzata da Machado nel 2002 e da Brighenti nel 2004. f_b può variare da 0 a 1, con $f_b = 1$ per una perfetta adesione e con $f_b = 0$ per la completa scorrevolezza. Introdurre f_b significa che la deformazione delle fibre non è coincidente con la deformazione del campione che è invece data da:

$$\dot{\epsilon}_f = f_b \dot{\epsilon} \quad (91)$$

Se la distribuzione dell'orientamento è simmetrico rispetto al piano orizzontale, le equazioni (88) e (89) possono ora essere ampliate e risistematicate e può essere introdotta l'equazione (91) per dare:

$$v_f \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{af} \\ \dot{\sigma}_{rf} \end{bmatrix} = E_f f_b \begin{bmatrix} \int_{l_1}^{l_2} \rho(\theta) \cos(\theta) \sin^4(\theta) d\theta & \int_{l_1}^{l_2} \rho(\theta) \cos^3(\theta) \sin^2(\theta) d\theta \\ \frac{1}{2} \int_{l_1}^{l_2} \rho(\theta) \cos^3(\theta) \sin^2(\theta) d\theta & \frac{1}{2} \int_{l_1}^{l_2} \rho(\theta) \cos^5(\theta) d\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_a \\ \dot{\epsilon}_r \end{bmatrix} \quad (92)$$

dove i limiti di integrazione sono $l_1 = 0$ e $l_2 = \theta_0$ per il carico in compressione e $l_1 = \theta_0$ e $l_2 = \pi/2$ per il caricamento in estensione.

Tornando al convenzionale notazioni triassiali p e q , il contributo delle fibre alle sollecitazioni, nel materiale composito, può essere espresso come:

$$v_f \dot{\sigma}_f = E_f f_b [M_f] \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_v \\ \dot{\epsilon}_q \end{bmatrix} = E_f f_b \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_v \\ \dot{\epsilon}_q \end{bmatrix} \quad (93)$$

dove:

$$\left. \begin{aligned} A_{11} &= \frac{1}{9} (F_{11} + F_{12} + 2F_{21} + 2F_{22}) \\ A_{12} &= \frac{1}{3} \left(F_{11} - \frac{F_{12}}{2} + 2F_{21} - F_{22} \right) \\ A_{21} &= \frac{1}{3} (F_{11} + F_{12} - F_{21} - F_{22}) \\ A_{22} &= \frac{1}{2} (2F_{11} - F_{12} - 2F_{21} + F_{22}) \end{aligned} \right\} \quad (94)$$

e i termini F_{ij} rappresentano le componenti della matrice di equazione (92), con il primo indice che indica il numero della colonna e il secondo indice che indica invece il numero della riga.

La matrice di rigidezza della sabbia

Una caratteristica interessante del quadro di modellazione qui presentato, è che ogni modello costitutivo, per descrivere il comportamento sforzo-deformazione della sabbia, può essere utilizzato per ottenere la matrice di rigidezza per una sabbia non rinforzata. Per motivi di semplicità, è stato utilizzato il modello l'elastico-perfettamente plastico Mohr-Coulomb.

Nel dominio elastico gli incrementi delle sollecitazioni sono legati agli incrementi degli sforzi attraverso il modulo di massa K e il modulo di taglio G :

$$\begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q}' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v \\ \dot{\varepsilon}_q \end{bmatrix} \quad (95)$$

I parametri elastici sono funzione del modulo di Young E e del rapporto di Poisson μ attraverso:

$$K = E/[2(1 - \mu)] \quad G = E/[2(1 + \mu)] \quad (96)$$

Lo snervamento si verifica quando la seguente relazione è soddisfatta:

$$q' = Mp' \quad (97)$$

dove M rappresenta una delle due proprietà M_c o M_e , a seconda se si sta verificando la compressione triassiale o l'estensione triassiale, legate all'angolo di attrito ϕ' della sabbia, dalle relazioni:

$$M_c = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad M_e = 6 \sin \phi' / (3 + \sin \phi') \quad (98)$$

Quando il terreno cede, il rapporto tra le deformazioni plastiche incrementali è controllato da:

$$\dot{\varepsilon}_v^p / \dot{\varepsilon}_q^p = -M^* \quad (99)$$

dove M^* rappresenta una delle due proprietà M_c^* o M_e^* , a seconda che si stia verificando la compressione triassiale o l'estensione triassiale, legate alla dilatazione dell'angolo ψ della sabbia:

$$M_c^* = 3 \tan \psi / (3 + \tan \psi) \quad M_e^* = 3 \tan \psi / (\tan \psi - 3) \quad (100)$$

La dilatazione è espressa, formalmente, in termini di incrementi della deformazione plastica come definito nell'equazione (75).

Modello di calibrazione - Parametri di ingresso

Il modello è calibrato utilizzando i risultati di prove triassiali drenate eseguite su entrambi i campioni, rinforzati e non. Poiché il modello si basa sulla sovrapposizione degli effetti dovuti alla sabbia e alle fibre, le due matrici di rigidezza possono essere calibrate in modo indipendente.

Parametri che regolano il comportamento della matrice sabbia vengono determinati dai

risultati di prove effettuate su campioni non rinforzati. Il Mohr-Coulomb modello richiede la definizione di due elastici e due parametri di plastica. Qui un tipico valore per il rapporto di Poisson $\mu = 0,3$ è stato adottato e il modulo elastico, E , si presume che dipendono dalla tensione efficace media consolidamento (di Prisco e Nova, 1993):

$$E = kp'_c \quad (101)$$

con il parametro di scala $k = 36$. Sebbene una descrizione realistica del modulo elastico sarebbe funzione della sollecitazione media effettiva istantanea, per semplicità di costruzione del modello, è stata adottata una matrice di elasticità della sabbia costante.

Si riconosce che l'angolo d'attrito di picco mobilitato è dipendente dal livello di sollecitazione, soprattutto quando la sollecitazione di confinamento è bassa, ossia è inferiore ai 100kPa. Tuttavia, per semplicità è stato usato un valore costante di $\phi' = 34,5^\circ$. Per ottenere una simulazione ragionevole del comportamento volumetrico, è stato adottato un angolo di dilatanza, per il provino non rinforzato, pari al valore massimo dell'angolo di dilatanza ψ_{max} , come definito nell'equazione (75). Tuttavia, M^* rappresenta il rapporto tra incrementi di deformazioni plastiche, mentre $\tan \psi_{max}$ è stata calcolata da incrementi di deformazione totale. Una correzione è quindi necessaria per consentire il verificarsi di deformazioni elastiche nel campione fibrorinforzato.

La definizione di matrice di rigidezza per le fibre, richiede solo la definizione del modulo elastico delle fibre, la funzione di scorrimento e la distribuzione di orientamento delle fibre. Diambra nel 2007, ha determinato la distribuzione dell'orientamento delle fibre in campioni preparati con la tecnica della pigiatura umida. La distribuzione dell'orientamento delle fibre è assialsimmetrica rispetto all'asse verticale di un campione e le coordinate sferiche sono introdotte (si veda fig. 9) per descrivere la funzione generale di distribuzione dell'orientamento delle fibre $\rho(\theta)$ nella forma:

$$\rho(\theta) = v_f(A + C|\cos^n \theta|) \quad (102)$$

dove $A = 0$, $n = 5$ e $C = 2,04$. Tuttavia alcune difficoltà sono state incontrate nell'integrazione della matrice di rigidezza delle fibre, quando nella (102) è stata attuato, in modo leggermente modificato, l'orientamento della funzione di ripartizione $\rho(\theta)$ proposto da Diambra nel 2007:

$$\rho(\theta) = v_f(2ab^2|\cos^n \theta|)/[\cos(\theta)^2(b^2 - a^2) + a^2] \quad (103)$$

dove $a = 1,02$ e $b = 0,46$ possono essere determinati forzando l'uguaglianza in (102) e (103) per $\theta = 0$ e soddisfacendo il requisito:

$$v_f = 1/V \int_V \rho(\theta) dV \quad (104)$$

La funzione di distribuzione dell'orientamento delle fibre assunta è mostrata nel piano

$\rho(\theta) \cos(\theta)/v_f - \theta$ in fig. 52. Viene mostrata anche una distribuzione dell'orientamento di fibre isotropiche come riferimento.

Il modulo elastico delle fibre può essere facilmente determinato dai risultati delle prove di trazione eseguite sulle singole fibre. Una misura ragionevole della risposta iniziale della trazione tenso-deformativa di una fibra può essere ottenuta adottando $E_f = 900\text{MPa}$.

La funzione di scorrimento f_b , che rappresenta indirettamente il legame imperfetto interfacciale tra le fibre e i granelli di sabbia, è

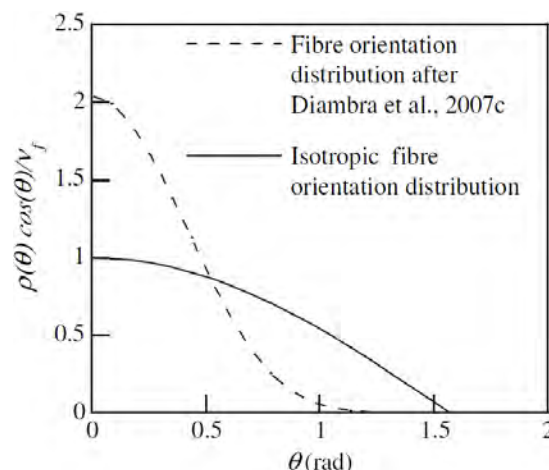


Figura 52. Rappresentazione della distribuzione dell'orientamento delle fibre per i campioni esaminati.

una delle componenti del modello più difficili da stabilire. È stata usata una procedura basata sulla retro analisi dei risultati sperimentali. La robustezza di un composito è attribuita al confinamento artificiale fornito dal rinforzo, che a sua volta influisce il percorso della sollecitazione della matrice di sabbia all'interno del composito. Il percorso della sollecitazione della matrice di sabbia è diverso da ogni convenzionale percorsi triassiale, solo il percorso della sollecitazione del composito obbedisce a $\dot{q}/\dot{p} = 3$. Le sollecitazioni delle fibre possono essere calcolate dalle tensioni dei campioni impiegano l'equazione (92) e possono essere sottratte dalle tensioni nel composito per ottenere le sollecitazioni nella matrice di sabbia come indicato nell'equazione (81). Le sollecitazioni risultanti nella matrice sabbia vengono quindi regolati con la f_b , di modo che in ultima analisi si avvicinino alla superficie di snervamento, come mostrato schematicamente in fig. 53. La direzione del percorso di sollecitazione che rappresenta il contributo delle fibre viene automaticamente definito dalla matrice di rigidità delle fibre.

Una funzione per determinare f_b è la seguente:

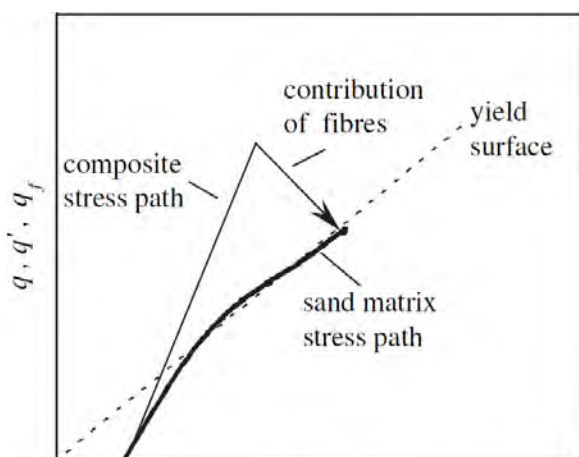


Figura 53. Procedimento per la determinazione della funzione di scorrimento f_b .

$$f_b = K_e [1 - \exp(-c_s \cdot p'/p_{ref})] \quad (105)$$

dove K_e è un coefficiente di efficienza del legame fibre-sabbia e la componente tra parentesi, che comprende la sollecitazione media della matrice normalizzata della sabbia p' con una pressione di riferimento, p_{ref} di 0,1MPa, rappresenta un effetto di pressione di confinamento. Vengono applicati i valori $K_e = 0,6$ e $c_s = 0,75$. La dipendenza di f_b da p' permette la

simulazione di un legame rafforzato tra le fibre e la matrice di sabbia, a maggiori sollecitazioni di confinamento come osservato negli esperimenti.

Modello di simulazione

Le figg. 54, 55, 56 e 57 confrontano le simulazioni con i risultati sperimentali, per i convenzionali test triassiali drenati, nei piani $q \sim \varepsilon_q$ e $\varepsilon_v \sim \varepsilon_q$. Le simulazioni sono rappresentate da linee continue spesse e i dati sperimentali sono rappresentati da linee tratteggiate sottili. Nonostante la semplicità del modello adottato per la matrice di sabbia, il modello riproduce generalmente le principali caratteristiche del comportamento dei campioni non rinforzati e rinforzati.

Per il carico di compressione (si veda figg. dalla 54 alla 56), il modello riflette bene la natura alquanto bilineare della risposta del terreno rinforzato, indipendentemente dal contenuto di fibre, dalla densità e dalla sollecitazione di confinamento. Le risposte iniziali di sforzo-deformazione generate dal modello, non sono influenzate dalla presenza di fibre. In queste parti iniziali, il contributo da parte delle fibre composite è piuttosto piccolo e non sorprende, in quanto ε_r è piccolo, impedendo alle fibre di allungarsi e quindi di mobilitare grandi forze di trazione. Per sforzi di taglio più grandi, la sollecitazione di taglio è sostenuta dall'aumento di compositi, apparentemente senza limiti e questo può essere riprodotto con successo adottando un semplice modello elastico per le fibre e una distribuzione anisotropa dell'orientamento delle fibre. La presenza di fibre comporta un aumento del confinamento nella matrice di sabbia, all'aumentare della deformazione di taglio, permettendo alla sabbia di sostenere maggiori sollecitazioni deviatoriche. L'ipotesi che le fibre lavorino nel loro campo elastico sembra corretta per queste fibre e per queste condizioni di test. Infatti, ad un attento esame delle fibre, al termine delle prove triassiali, esse non ha mostrato segni di rottura o deformazione plastica.

La forma leggermente ricurva delle curve sforzo-deformazione misurate sperimentalmente a basse pressioni di confinamento (si veda figg. dalla 54 alla 56), sono anche ben riprodotte dal modello e questo viene attribuito dalla dipendenza della funzione scorrevole f_b rispetto alla sollecitazione media nella matrice di sabbia.

Il limitato contributo delle fibre osservato nel caricamento per estensione, simulato dal modello, è molto soddisfacente (si veda fig. 56). In estensione solo pochissime fibre sono orientate nella direzione degli sforzi di trazione e questo viene preso in considerazione dalla distribuzione dell'orientamento delle fibre adottate.

Il comportamento volumetrico è, in generale, ben simulato. L'aggiunta di fibre influisce sul comportamento di deformazione del gruppo dei granelli di sabbia, i cui movimenti sono

influenzati dalla presenza fisica delle fibre. Nelle prove di estensione, il comportamento volumetrico non viene simulato così come quello nelle le prove di compressione, a causa delle deformazioni volumetriche plastici iniziali che hanno ampiezza opposta alle deformazioni elastiche volumetriche e queste non possono essere riprodotte adottando un semplice modello di Mohr-Coulomb.

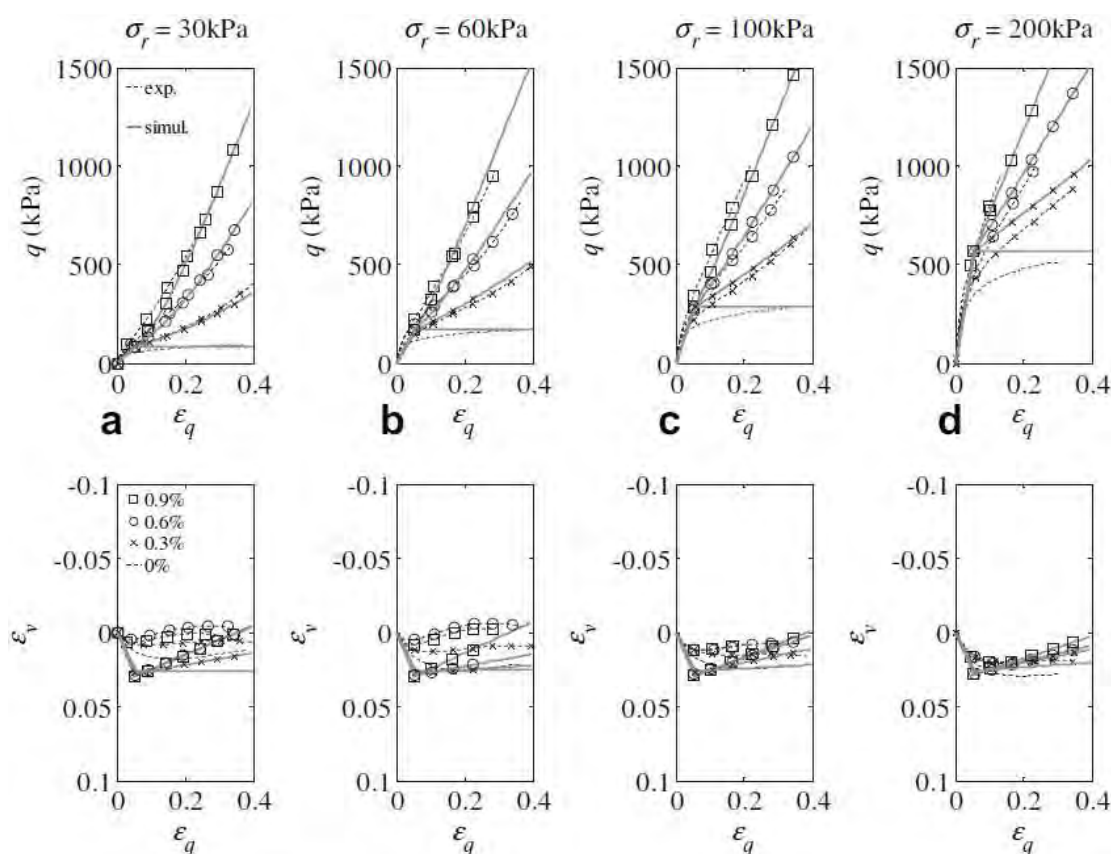


Figura 54. Risultati delle prove triassiali di compressione e simulazioni del modello per i campioni rinforzati e non rinforzati dei test di serie (L).

La differenza tra i risultati sperimentali e quelli usciti dal modello è dovuta principalmente alla natura semplicistica del modello plastico perfettamente elastico Mohr-Coulomb e la sua incapacità di spiegare la non linearità del comportamento della sabbia non rinforzata, soprattutto per piccole deformazioni. L'uso di modelli più complessi che colgono questa non-linearità si tradurrebbe in morbide curve simulate e a una migliore corrispondenza tra i dati sperimentali e quelli della simulazione.

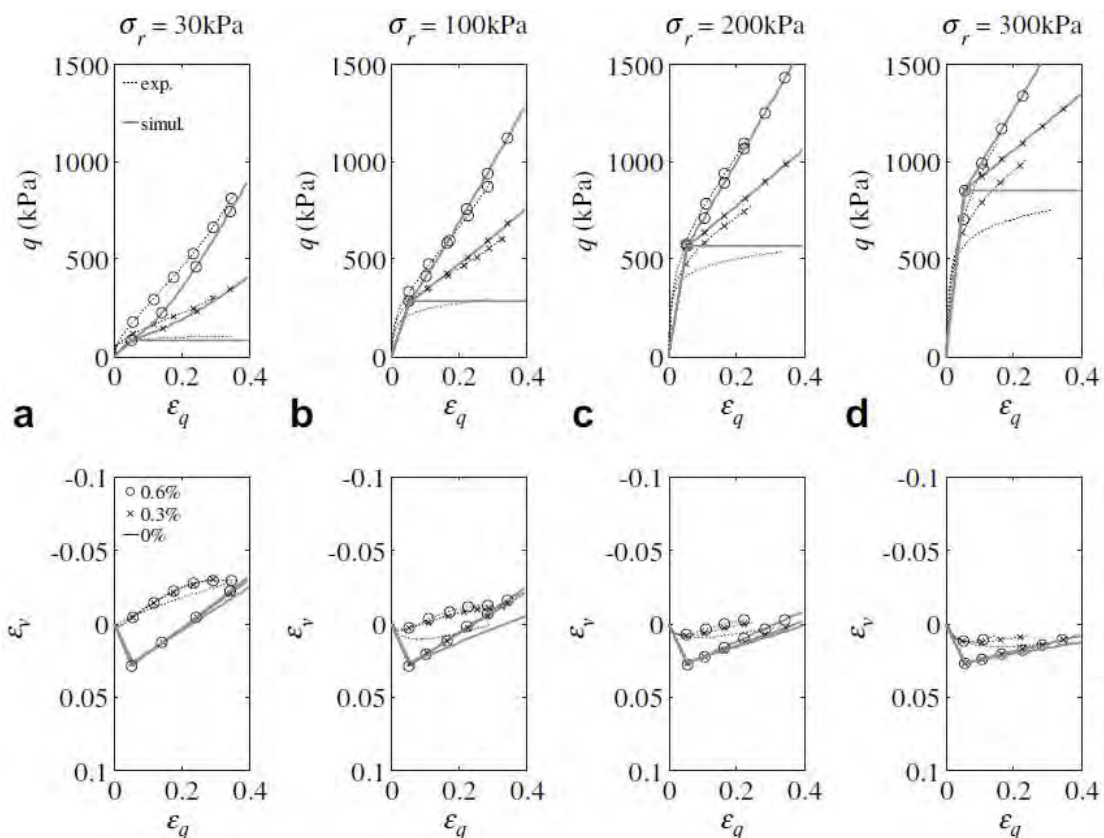


Figura 55. Risultati delle prove triassiali di compressione e simulazioni del modello per i campioni rinforzati e non rinforzati dei test di serie (M).

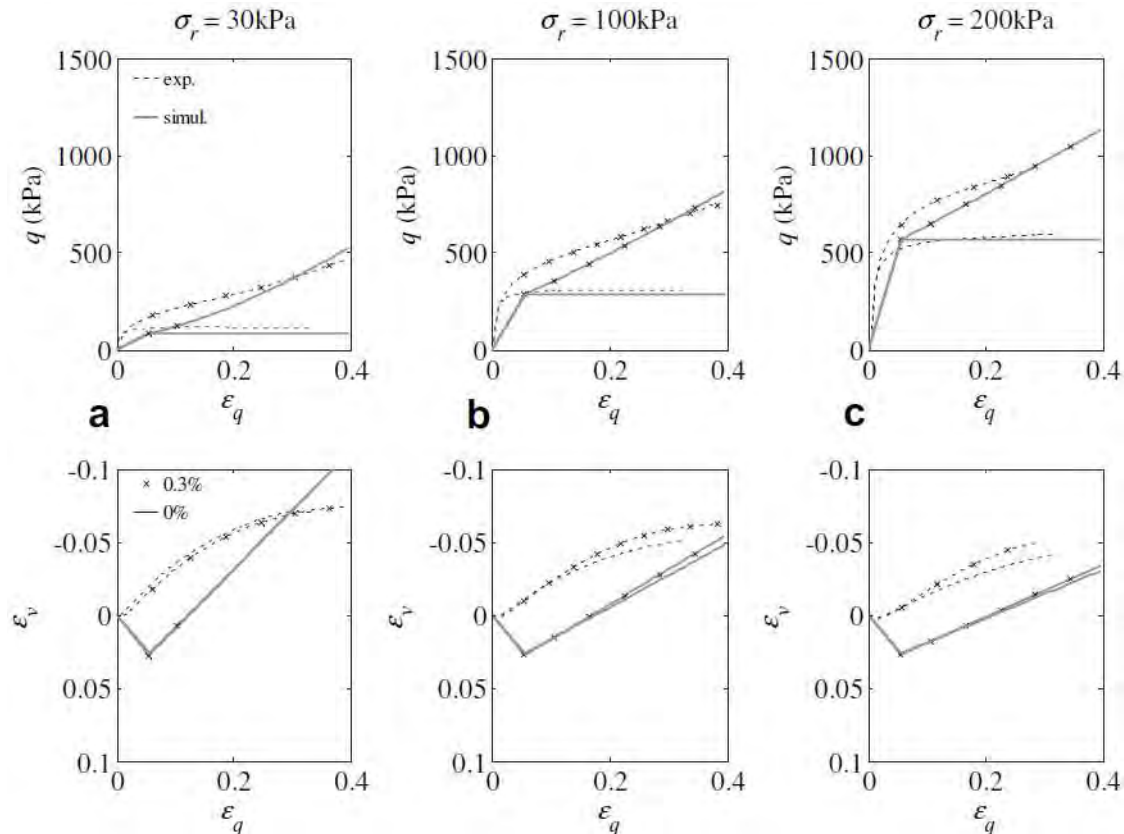


Figura 56. Risultati delle prove triassiali di compressione e simulazioni del modello per i campioni rinforzati e non rinforzati dei test di serie (D).

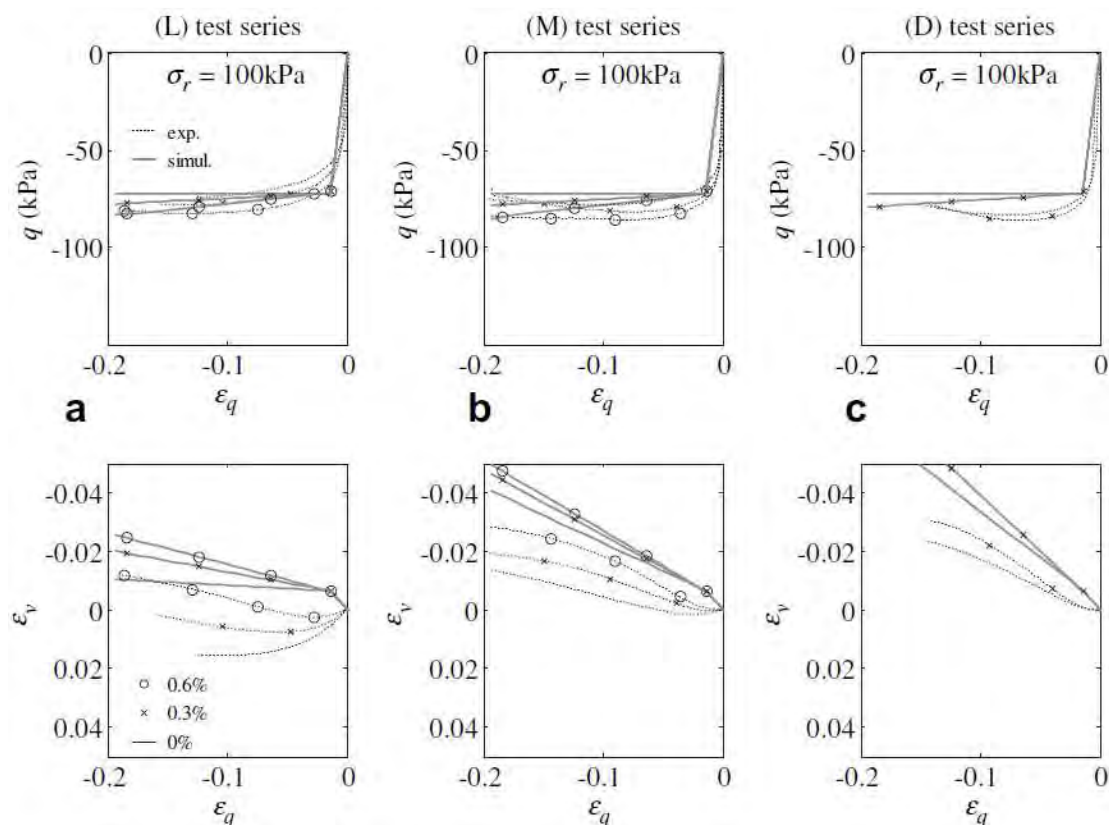


Figura 57. Risultati dei test di estensione triassiale e simulazioni del modello per i campioni rinforzati e non rinforzati a 100kPa di pressione nella cella di confinamento.

1.9. **Sadek, Najjar & Ffreiha - Shear Strength of Fiber-Reinforced Sands**

Introduzione

La maggior parte dei modelli FRS attualmente disponibili utilizzano la formulazione proposta da Waldron nel 1977, per determinare la resistenza a taglio del terreno rinforzato. In questi modelli, il contributo delle fibre alla resistenza a taglio del composito S_r , è espresso dal termine ΔS , aggiunto al criterio di resistenza Mohr-Coulomb: $S_r = S + \Delta S = c + \sigma \tan \phi + \Delta S$. Come risultato della formulazione di Michalowski e Zhao nel 1996, questo approccio può essere adatto per valutare la sicurezza di pendii, ma non riesce a fornire un modello basilare per prevedere l'aumento della resistenza a taglio del terreno, grazie alle fibre.

In questo articolo, sono presentati e analizzati i risultati di un programma globale diretto a determinare la resistenza a taglio e al raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- (1) integrare i dati disponibili nella letteratura sul comportamento di sabbie fibrorinforzate;
- (2) studiare l'effetto di diversi parametri noti, che possono influenzare la resistenza a taglio di sabbie fibrorinforzate;
- (3) investigare l'efficacia dei modelli proposti da Zornberg nel 2002 e da Michalowski e

Čermák nel 2003, per prevedere il miglioramento della resistenza a taglio di sabbie, come risultato all'aggiunta di fibre.

Programma delle prove di laboratorio

Un totale di 16 serie di prove a taglio diretto drenate sono state eseguite utilizzando due tipi di sabbie a diversa granulometria e tre tipi di fibre con diametri diversi e in diverse proporzioni. La resistenza a taglio diretto è stata adottata a causa della relativa facilità di preparazione dei campioni e dei test di routine (come suggerito da Gray e Ohashi nel 1983 e da Mostafa nel 2004). Questa scelta è stata fatta nonostante le limitazioni intrinseche della prova, compresi i vincoli cinematici imposti sul campione, la distribuzione non uniforme della sollecitazione e lo spessore della zona di taglio non uniforme. Nel tentativo di minimizzare l'effetto delle limitazioni, di cui sopra e nello sforzo di ottenere campioni affidabili e rappresentativi, è stata utilizzata la scatola di taglio da $100 \times 100 \times 30 \text{ mm}^3$ in tutti i test, in sostituzione alla più tradizionale scatola da $60 \times 60 \times 30 \text{ mm}^3$. Ogni prova è stata ripetuta almeno due volte per assicurare la ripetibilità e la media dei risultati riportati. Le prove sono state eseguite seguendo la norma *ASTM D3080*, ad una velocità di spostamento costante di $1,20 \text{ mm/min}$. Sia il carico di taglio, che lo spostamento verticale, sono stati registrati come funzione di spostamento orizzontale, mediante una cella di carico e *LVDTs*. Sono stati raggiunti dei spostamenti orizzontali per un totale di $11,5 \text{ mm}$.

Materiali di prova

Nel programma dei test sono stati utilizzati due tipi di sabbia. Le due sabbie sono state indicate, in questo articolo, con il nome di sabbia di Ottawa e sabbia BGL (linea verde-nera). La distribuzione granulometrica e le caratteristiche granulometriche per entrambe le sabbie sono mostrate in fig. 58 e in tabella 4, rispettivamente. La differenza

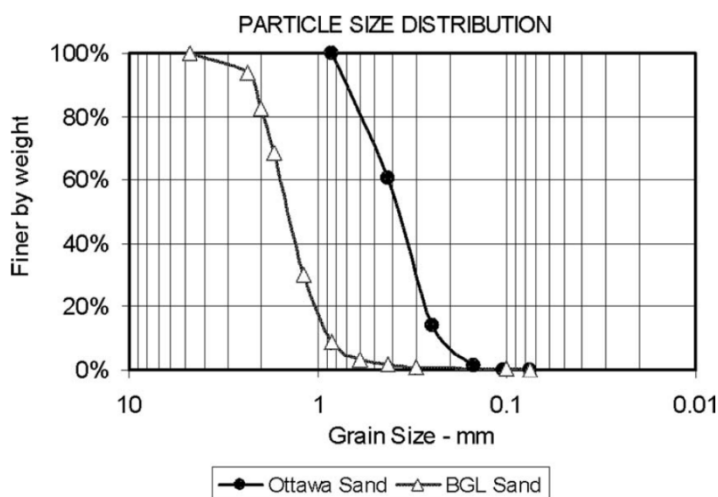


Figura 58. Curve di distribuzione granulometrica della sabbia di Ottawa e della sabbia BGL

principale tra le due sabbie è che la sabbia di Ottawa è relativamente fine rispetto alla sabbia BGL ($D_{50} = 0,39 \text{ mm}$ per la sabbia di Ottawa rispetto a $D_{50} = 1,45 \text{ mm}$ per la sabbia BGL). Il vantaggio di tale distribuzione granulometrica nelle sabbie utilizzate è che

entrambe hanno comparabili coefficienti di uniformità e di curvatura. Come risultato, l'effetto della granulometria può essere isolato nell'interpretazione dei risultati in riferimento al tipo di sabbia utilizzata.

Per raggiungere gli obiettivi del programma, che consistono nel quantificare il miglioramento della resistenza dovuta dall'inclusione delle fibre in relazione alla lunghezza e al diametro delle fibre, si studia l'effetto che la granulometria del suolo ha rispetto al diametro delle fibre. Le fibre devono essere sufficientemente corte per essere inserite nella scatola della prova a taglio diretto, ma abbastanza a lunghe per apportare un miglioramento misurabile alla resistenza. Inoltre, le fibre devono avere un diametro variabile, di modo che si possa indagare sulle proporzioni tra i diversi diametri delle fibre e la relativa granulometria del suolo. Per controllare la geometria dei rinforzi, le fibre utilizzate in questo studio sono state ottenute utilizzando dei fili di nylon con diametri diversi, tagliati a varie lunghezze. Le proprietà base delle fibre sono mostrate nella tabella 5. Uno schema che mostra le dimensioni delle fibre e i differenti diametri utilizzati, rispetto alla granulometria della sabbia è presentato in fig. 59.

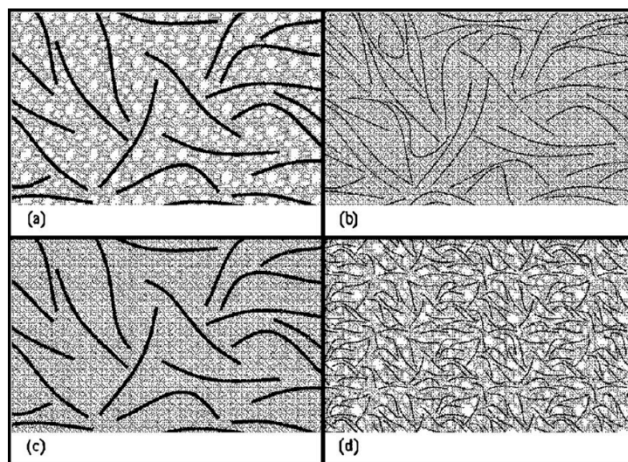


Figura 59. Rappresentazione grafica della (a) sabbia di Ottawa con fibre del tipo 1, (b) sabbia di Ottawa con fibre del tipo 2, (c) sabbia di Ottawa con fibre del tipo 3 e (d) sabbia BGL con fibre del tipo 1

Tabella 4. Proprietà dei materiali delle due sabbie usate

Proprietà della sabbia	Tipo di sabbia	
	Sabbia di Ottawa	Sabbia BGL
D_{85} (mm)	0,69	2,08
D_{60} (mm)	0,42	1,59
D_{50} (mm)	0,39	1,45
D_{30} (mm)	0,31	1,18
D_{10} (mm)	0,22	0,87
Coefficiente di uniformità C_u	1,95	1,83
Coefficiente di curvatura C_c	1,04	1,01
Minimo rapporto dei vuoti e_{min}	0,49	0,57
Massimo rapporto dei vuoti e_{max}	0,75	0,87
Peso specifico G_s	2,65	2,8

Tabella 5. Proprietà fondamentali dei tre tipi di fibre

Tipo di fibre	Proprietà delle fibre				
	Lunghezza l_{fibra} (mm)	Diametro d_{fibra} (mm)	Modulo di Young E_{fibra} (MPa)	Resistenza alla trazione $\sigma_{f,ult}$ (MPa)	Peso specifico G_{fibra} (g/cm ³)
1	7	0,18	4,100	830	1,3
2	27	0,18	4,100	830	1,3
3	27	0,70	4,100	830	1,3

Preparazione dei campioni e dei test

È stato adottato il rapporto dei vuoti globale del campione, per indicare il livello di compattazione delle sabbie nel processo di preparazione dei campioni e per l'interpretazione dei risultati dei test. La scelta del rapporto dei vuoti, invece che della densità relativa come parametro di riferimento, si è basata sul fatto che:

- 1) l'inclusione delle fibre interferisce con l'insieme delle particelle del suolo, pertanto provoca una densità inferiore nella sabbia (Al-Moussawi & Andersland nel 1988);
 - 2) l'inclusione delle fibre modifica il rapporto dei vuoti massimo e minimo nelle miscele di FRS, rendono la densità relativa impraticabile, rispetto alla descrizione del grado di compattazione FRS (Michalowski & Zhao nel 1996 e Michalowski & Čermák nel 2003).
- Pertanto, il metodo di preparazione dei campioni, descritto da Michalowski & Zhao nel 1996, è stato adottato per preparare i campioni di suolo con un determinato rapporto dei vuoti. Per quanto riguarda i campioni di sabbia non rinforzati, i rapporti dei vuoti adottati sono stati pari a 0,6 e 0,71 per la sabbia di Ottawa e per la sabbia BGL, rispettivamente, che corrispondono ad una densità relativa di ~55%. La scelta di questo particolare valore di riferimento è stato guidato dalle seguenti considerazioni:

- 1) la densità relativa deve essere sufficiente alta da superare la differenza di potenziale nei risultati, ciò emerge dalla scelta delle prove a taglio diretto invece che delle prove triassiali, molto più elaborate per le sabbie sciolte (Rowe nel 1969);
- 2) la densità relativa deve essere sufficientemente bassa per minimizzare l'intreccio e le distorsioni delle fibre sottili, potenzialmente causate dal grande sforzo di compattazione, necessario nel caso del rinforzo in fibre (Gray & Al Refeai nel 1986).

In un tentativo di creare una distribuzione isotropica dell'orientamento delle fibre, la sabbia e le fibre sono state collocate nella scatola a taglio diretto. Al di sopra della miscela di sabbia e fibre è stata posta su una griglia quadrata di fili di acciaio, che è stata immersa lentamente attraverso la miscela per diminuire la probabilità di ottenere un orientamento anisotropo, rispetto al piano orizzontale, che rappresenta la direzione preferenziale (Michalowski & Zhao nel 1996). L'ispezione visiva dei campioni di suolo indica una distribuzione relativamente uniforme nell'orientamento delle fibre nei campioni.

Una sintesi del programma di controllo e dei parametri rilevanti per ogni prova è mostrata nella tabella 6. Il contenuto volumetrico di fibre è stato variato da 0 a 1,5% per entrambi i tipi di sabbia. Per ogni insieme di parametri, sono stati testati un minimo di tre campioni a livello di sforzo normale di 100, 150 e 200kN/m², arrivando ad un totale di circa 150 prove a taglio diretto. Queste sollecitazioni normali sono state scelte perché rappresentano gli intervalli di sforzo tipici delle applicazioni relative all'ingegneria geotecnica. I livelli

relativamente bassi dello sforzo normale adottati hanno consentito di limitare lo studio e la proposta di un modello in condizioni di slittamento delle fibre.

Discossione dei risultati dei test

Sabbia fine di Ottawa

I grafici di fig. 60 mostrano la variazione della sollecitazione a taglio e dello spostamento verticale dovuti ad uno spostamento orizzontale su campioni di sabbia di Ottawa fibrorinforzati e non.

Le curve in fig. 60(a) corrispondono ai campioni di suolo rinforzato con fibre corte ($L_{fibra} = 7\text{mm}$), con un contenuto di fibre del 1,5%, mentre le curve di fig. 60(b) corrispondono a campioni di suolo rinforzato con fibre lunghe ($L_{fibra} = 27\text{mm}$), con un tenore di fibre del 1,0%. Queste curve rappresentano il comportamento tipico dei campioni esaminati a contenuto di fibre, che utilizzano fibre del tipo 1 e 2. I risultati presentati in fig. 60 indicano gli aumenti della forza per le fibre

corte (tipo 1) e per le fibre lunghe (tipo 2). La forma generale delle curve sforzo-spostamento dei campioni fibrorinforzati sono simili a quelle dei campioni non rinforzati, tranne che per un aumento della pendenza della curva sforzo-spostamento a piccoli spostamenti.

Si può osservare dalla fig. 60 che la presenza delle fibre, fa aumentare costantemente la tendenza alla dilatazione nei campioni in sabbia di Ottawa fibrorinforzati, per tutte le sollecitazioni normali. L'incremento della dilatanza è maggiore nei campioni rinforzati con fibre lunghe. Questo risultato è interessante, poiché i tipici risultati delle prove triassiali (di Michalowski & Zhao nel 1996 e di Michalowski & Čermák nel 2003) e delle prove a taglio diretto (di Gray & Ohashi nel 1983) su campioni in sabbia fibrorinforzati indicano che le fibre in genere inibiscono la dilatanza e in particolare ad elevate pressioni di confinamento. La principale differenza tra i risultati pubblicati e i risultati presentati in questo articolo, è la

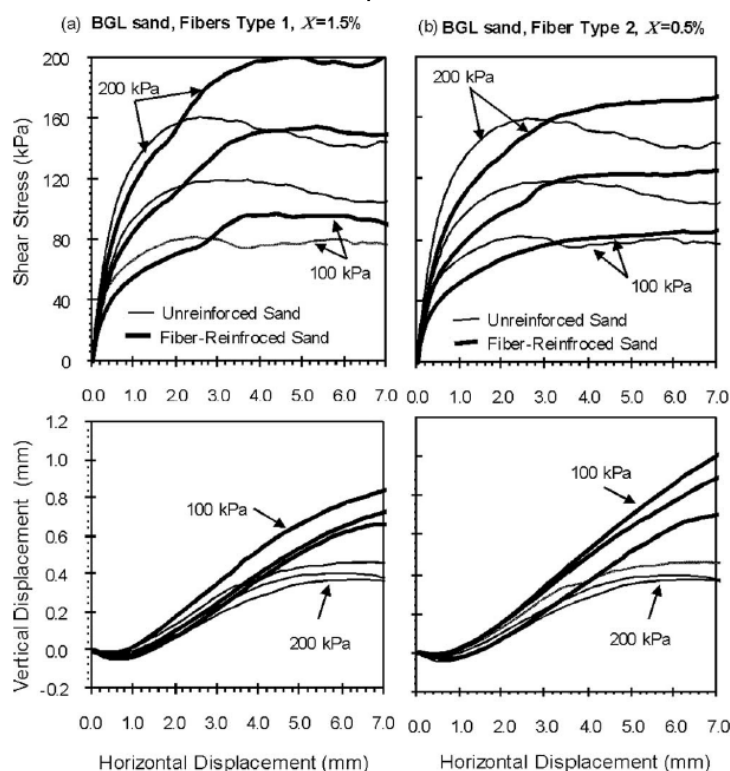


Figura 60. Variazione delle sollecitazioni a taglio e dello spostamento verticale dovuti ad uno spostamento orizzontale su campioni di sabbia Ottawa fibrorinforzati e non: (a) tipo di fibre 1, con un contenuto in fibre del 1,5%, (b) tipo di fibre 2, con un contenuto di fibre del 1%

densità relativa del terreno, che è stata presa pari al 55%, in questo studio, mentre sono stati preparati regolarmente con una densità del 70% i campioni degli studi sopra menzionati.

La massima sollecitazione a taglio per quasi tutti i campioni è stata ottenuta con uno spostamento orizzontale di circa 2mm. Oltre questo valore, la sollecitazione a taglio diventa approssimativamente costante, un comportamento che è coerente con il fatto che i campioni di terreno, inizialmente sciolti, sono stati preparati fino ad uno stato denso ($D_R \approx 55\%$). L'aumento della massima sollecitazione a taglio, in funzione del contenuto di fibre, è illustrato in fig. 61(a) per sabbie rinforzate con fibre corte ($\eta = 40$, $L_{fiber} = 7\text{mm}$).

I risultati riguardano una tensione normale effettiva di 100kPa, ma sono rappresentativi del comportamento per altre sollecitazioni normali. Come previsto, le curve indicano che la massima tensione

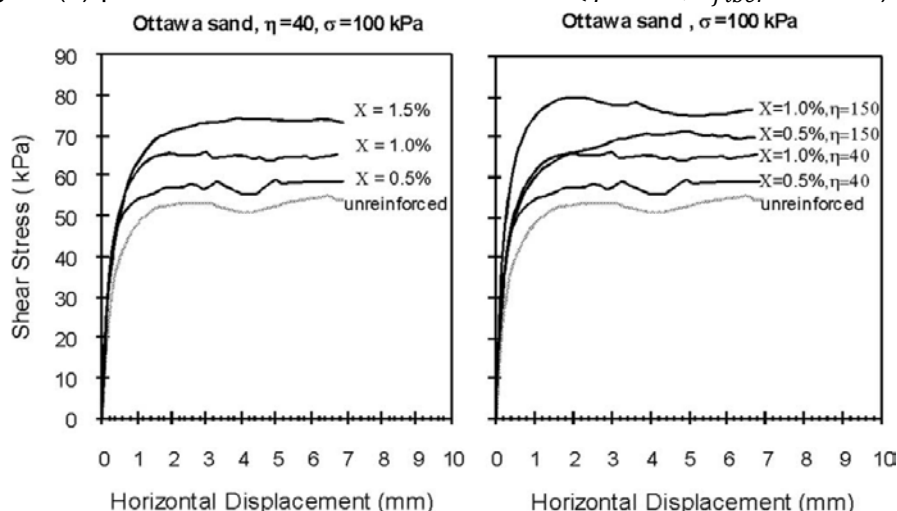


Figura 61. Effetto: (a) del contenuto in fibre, (b) del rapporto di aspetto delle fibre composite rispetto alla resistenza a taglio della sabbia di Ottawa

tangenziale del composito sabbia-fibre aumenta approssimativamente in modo lineare, con il contenuto di fibre. I dati presentati in tabella 6 indicano un miglioramento massimo del 17% della resistenza a taglio, per un contenuto di fibre più grande ($\chi = 1,5\%$). L'incremento massimo della sollecitazione a taglio si traduce in un aumento dell'angolo di attrito del composito (da $30,5^\circ$ per la sabbia non rinforzata, a $34,5^\circ$ per la sabbia rinforzata con un contenuto di fibre $\chi = 1,5\%$).

L'effetto di allungamento delle fibre, rispetto al grado di miglioramento della resistenza a taglio è mostrato in fig. 4(b). Un aumento nel rapporto di aspetto da 40 a 150 ($D_{fiber} = 0,18\text{mm}$) si traduce, in circa quattro volte, nel miglioramento della resistenza a taglio, per un tenore di fibre di $\chi = 0,5\%$ e in circa due volte con un tenore di fibre di $\chi = 1,0\%$. Questo risultato è significativo perché indica che miglioramenti significativamente superiori alla resistenza a taglio possono essere ottenuti con contenuto di fibre relativamente piccolo ($\chi = 0,5\%$) se vengono utilizzate fibre lunghe dello stesso diametro di quelle corte. L'angolo di attrito, calcolato per la sabbia rinforzata con un contenuto di fibre

di $\chi = 1,0\%$ e con rapporto di aspetto di 150, aumentata da $30,5^\circ$ (per la sabbia non rinforzata) a circa $37,5^\circ$ (si veda tabella 6).

È stato condotto un singolo test con le fibre di tipo 3 ($\eta = 40$, $L_{fiber} = 27\text{mm}$), per studiare l'effetto della lunghezza delle fibre rispetto al grado di miglioramento della resistenza a taglio, con un rapporto di aspetto costante. I risultati in tabella 6 indicano che per un rapporto di spettro delle fibre fisso a 40 e con un contenuto di fibre dello 0,5%, un aumento della lunghezza delle fibre (da 7 a 27mm) aumenta il grado di miglioramento della resistenza a taglio dal 4% al 8%. Questo risultato è in linea con l'effetto scala suolo-fibre riportato da Maher & Gray nel 1990, da Ranjan nel 1996 e da Michalowski & Čermák nel 2003, indicando che in qualsiasi modello, che mira a prevedere il miglioramento della resistenza a taglio delle sabbie fibrorinforzate, dovrebbe essere inserita nella formulazione, gli effetti sia del rapporto di aspetto delle fibre sia la lunghezza delle fibre, rispetto alla resistenza a taglio.

Tuttavia, è importante notare che l'aumento della resistenza a taglio causato da un aumento della lunghezza, per un rapporto d'aspetto delle fibre costante ($\eta = 40$), è molto più piccolo del miglioramento ottenuto per la stessa lunghezza delle fibre, ma con un rapporto di aspetto più alto ($\eta = 150$), riducendo così l'importanza relativa della lunghezza delle fibre in qualsiasi formulazione di modello proposto.

Tabella 6. Risultati del programma dei test di laboratorio

Sabbia tipo	Prova numero	Tipo di fibra	Lunghezza della fibra (mm)	Sabbia grana	Rapporti			Contenuto in fibra volumetrico	Angolo di attrito interno	Estensione di miglioramento (%)
				D_{50} (mm)	L_{fibra}/D_{50}	d_{fibra}/D_{50}	L_{fibra}/d_{fibra}	χ (%)		
Sabbia Ottawa	1	—	—	0,39	—	—	—	0,00	30,5	—
	2	1	7	0,39	17,9	0,46	40	0,50	31,6	4
	3							1,00	32,9	10
	4							1,50	34,5	17
	5	2	27	0,39	69,2	0,46	150	0,50	34,7	17
	6							0,75	36,0	23
	7							1,00	37,5	30
Sabbia BGL	8	3	27	0,39	6922	1,79	40	0,50	32,6	8
	9	—	—	1,45	—	—	—	0,00	37,9	—
	10	1	7	1,45	4,8	0,12	40	0,50	37,8	0
	11							0,75	37,9	0
	12							1,00	39,5	6
	13							1,50	43,4	22
	14	2	27	1,45	18,6	0,12	150	0,50	41,6	14
	15							0,75	44,3	26
	16							1,00	46,8	37

Sabbia a grana grossa BGL

I grafici di fig. 62, mostrano la variazione di sollecitazione a taglio e spostamento verticale, dovuti allo spostamento orizzontale nei campioni di sabbia BGL non armata e fibrorinforzata. Le curve in fig. 62(a) corrispondono ai campioni di terreno rinforzato con fibre brevi ($L_{fibra} = 7\text{mm}$) e con un contenuto di fibre del 1,5%, mentre le curve di fig. 62(b) corrispondono ai campioni di terreno rinforzato con fibre lunghe ($L_{fibra} = 27\text{mm}$) con un tenore di fibre dello 0,5%.

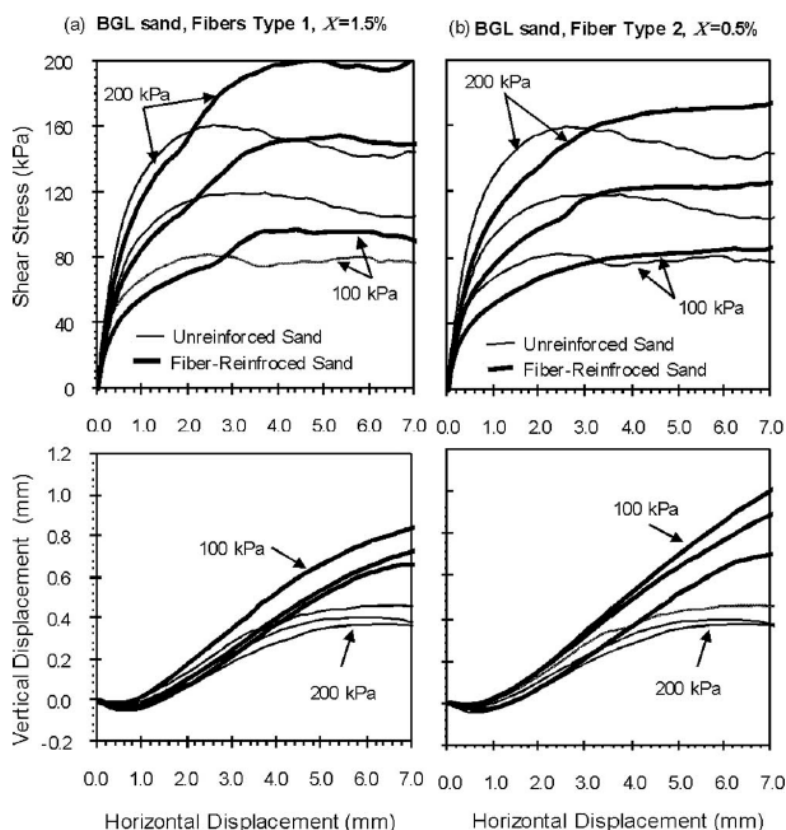


Figura 62. Variazione della sollecitazione a taglio e spostamento verticale dovuti dallo spostamento orizzontale per la sabbia GBL fibrorinforzata: (a) tipo di fibre 1, con un contenuto di fibre del 1,5%, (b) tipo di fibra 2, con un contenuto di fibre dello 0,5%

Alcuni ammorbidimenti nel comportamento della sollecitazione-spostamento sono stati osservati nei campioni non rinforzati di sabbia a grana grossa BGL, con tensione tangenziale di picco mobilitata da uno spostamento di circa 2,5mm. L'ammorbidimento nel comportamento della sollecitazione-spostamento non è stato osservato invece nei campioni fibrorinforzati che mostravano un miglioramento sia di duttilità sia di resistenza a taglio aggiungendo fibre. È interessante notare che l'aumento di sollecitazione a taglio si verifica per spostamenti relativamente ampi rispetto ai campioni non rinforzati.

L'incremento massimo di sollecitazione a taglio, per la sabbia BGL rinforzata con fibre corte ($\eta = 40$, $L_{fiber} = 7\text{mm}$), è illustrato in fig. 63(a). I risultati si riferiscono ad una tensione normale efficace di 150kPa. Come nel caso della sabbia di Ottawa, le curve mostrano un consistente aumento della massima tensione tangenziale, all'aumentare del contenuto di fibre.

Diversamente dalla sabbia di Ottawa, l'aumento della resistenza a taglio è risultata molto limitata per un basso contenuto in fibre ($\chi = 0,50\%$), ma significativamente rilevante per un elevato contenuto in fibre ($\chi = 1,0\%$). Questo indica che le relative dimensioni dei granuli di sabbia rinforzati ed i diametri delle fibre da rinforzo hanno un importante effetto

sul grado di miglioramento proposto dall'inclusione delle fibre nella sabbia. L'effetto di rinforzo nella sabbia fine (ossia nella sabbia di Ottawa) è più evidente quando è bassa la concentrazione delle fibre, mentre il relativo aumento della forza nella sabbia grossa (ossia nella sabbia BGL) è maggiore per grandi concentrazioni di fibre. Questi risultati sono coerenti con l'effetto granulometrico segnalato da Michalowski & Čermák nel 2003, delle sabbie fini rispetto alle sabbie rinforzate con fibre grossolane.

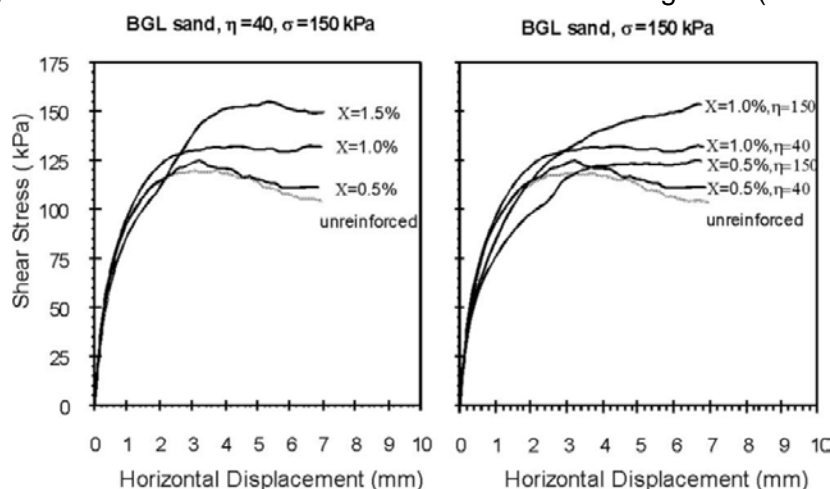


Figura 63. Effetto: (a) del contenuto di fibre; (b) del rapporto di aspetto delle fibre composite rispetto alla resistenza a taglio della sabbia BGL

Per confermare l'effetto granulometrico, il grado di miglioramento della resistenza a taglio è stato tracciato in fig. 64 in funzione del contenuto di fibre per entrambi i campioni di sabbie rinforzati con fibre di tipo 1 e 2, rispettivamente. I risultati di fig. 64 supportano l'ipotesi che l'effetto della granulometria dovrebbe essere incorporato nei modelli di previsione delle sabbie fibrorinforzate. Michalowski & Čermák, nel 2003, attribuiscono l'effetto della granulometria alla diminuzione della dilatanza nella sabbia, in seguito all'aggiunta delle fibre. A basse concentrazioni di fibre, i risultati della dilatazione evidenziano una perdita di

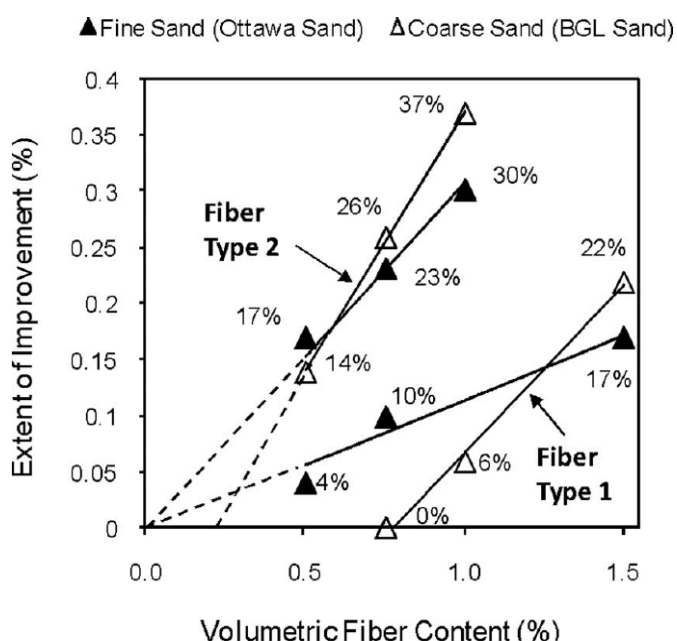


Figura 64. Estensione del miglioramento della resistenza a taglio del campione fibrorinforzato, con sabbia di Ottawa ($D_{50}=0,39\text{mm}$) e sabbia BGL ($D_{50}=1,45\text{mm}$)

contatto tra i granelli di sabbia e le fibre, con un conseguente minor sviluppo della resistenza a taglio, in particolar modo per i suoli a grana grossa. Una volta che la concentrazione delle fibre viene aumentata, la dilatazione è fortemente inibita e l'interazione tra i granelli di sabbia e le fibre viene aumentata, in particolare per i terreni a grana grossa (Michalowski & Čermák, nel 2003). Questa ipotesi però non spiega in modo soddisfacente la differenza di

comportamento osservato nello studio corrente delle sabbie grossolane dopo l'inserimento delle fibre, rispettivamente nella sabbia di Ottawa e BGL, che comportata un aumento della dilatanza nel composito.

L'effetto del rapporto di aspetto delle fibre sul miglioramento della resistenza a taglio nella sabbia BGL è mostrato in fig. 63(b). Come per la sabbia di Ottawa, un aumento del rapporto aspetto determina un significativo aumento della resistenza a taglio per tutti i contenuti di fibre. L'angolo di attrito della sabbia BGL è aumentato da un valore di $37,9^\circ$ ad un valore di $46,8^\circ$ quando il campione è rinforzato con un contenuto $\chi = 1,0\%$ di fibre e con un rapporto di aspetto di 150 (si veda tabella 6).

Efficacia del rinforzo con fibre sui modelli di sabbia

I dati raccolti in questo studio sono stati utilizzati per valutare l'efficacia delle previsioni del modello discreto proposto da Zornberg, nel 2002 e il modello di dissipazione dell'energia proposto da Michalowski & Čermák nel 2003. Questi modelli possono prevedere l'angolo di attrito equivalente delle sabbie rinforzate con fibre in funzione al contenuto di fibre, al rapporto di aspetto e alla forza interfacciale sabbia-fibre e l'angolo di attrito per le sabbie non fibrorinforzate. Gli angoli d'attrito di interfaccia nelle sabbie di Ottawa e BGL sono stati ottenuti da prove di taglio dirette d'interfaccia condotte utilizzando sabbie e fogli di nylon fatti dello stesso materiale usato per le fibre testate. L'angolo di attrito d'interfaccia è pari a 18° per la sabbia di Ottawa mentre è di 20° per la sabbia BGL, la cui differenza è causata dalla rotondità relativamente elevata che caratterizza i granelli della sabbia di Ottawa. I coefficienti di interfaccia richiesti nella formulazione del modello proposto da Zornberg nel 2002, sono quindi pari a $c_{i,\phi} = 0,55$ e $c_{i,\phi} = 0,47$ per le sabbie di Ottawa e BGL, rispettivamente.

Gli angoli di attrito misurati e attesi per tutte le prove eseguite in questo studio, sono riportati in tabella 4.

Per le stime, utilizzando il modello proposto da Zornberg del 2002, α è stato preso pari a 1 (efficienza delle fibre 100%) e $\sigma_{n,ave}$ è stata approssimata a σ_n , sulla base delle raccomandazioni di Zornberg del 2002. Un confronto tra gli angoli di attrito predetti e quelli misurati è anche mostrato in fig. 65, per le previsioni sono stati utilizzati il modello discreto e il modello di dissipazione di energia.

I risultati presentati della fig. 61 e della tabella 7 indicano che il modello discreto di Zornberg nel 2002, con un α pari a 1,0, sovrastimano costantemente l'effetto di rinforzo delle fibre, mentre il modello di dissipazione dell'energia proposto da Michalowski & Čermák nel 2003,

predice in modo accurato l'aumento dell'angolo di attrito dovuto alle fibre, nei test condotti in questo studio.

Tabella 7. Confronto tra gli angoli di attrito misurati e attesi per i modelli di Zornberg del 2002 e di Michalowski & Čermák del 2003

Tipo di sabbia	Lunghezza delle fibre (mm)	Rapporto di aspetto delle fibre	Contenuto di fibre volumetrico	Angoli di attrito misurati	Angolo di attrito predetto (con Zornberg 2002)	Angolo di attrito predetto (con Michalowski e Čermák 2003)
			χ (%)			
Sabbia di Ottawa	-	-	0,00	30,5	-	-
	7	40	0,50	31,6	33,1	31,3
			1,00	32,9	35,6	32,2
			1,50	34,5	37,9	33,0
	27	150	0,50	34,7	39,8	33,7
			0,75	36,0	43,7	35,4
			1,00	37,5	47,1	37,1
	27	40	0,50	32,6	33,1	31,3
Sabbia BLG	-	-	0,00	37,9	-	-
	7	40	0,50	37,8	40,3	39,0
			0,75	37,9	41,5	39,6
			1,00	39,5	42,6	40,2
	27	150	1,50	43,3	44,7	41,4
			0,50	41,6	46,4	42,4
			0,75	44,3	49,9	44,8
			1,00	46,8	52,9	47,3

La media e il coefficiente di variazione (COV) dati dal rapporto tra lo sforzo teorico e quello misurato (preso pari a $\tan \phi_{predetto} / \tan \phi_{misurato}$) sono pari a 1,18 e 0,09, rispettivamente per il modello di Zornberg e 0,99 e 0,04, rispettivamente, per il modello proposto da Michalowski & Čermák del 2003. Sebbene i coefficienti di variazione dati dal rapporto tra lo sforzo teorico e quello misurato sono relativamente piccoli per entrambi i modelli rispetto ai coefficienti di variazione dei modelli ingegneristici geotecnici tipici (generalmente compresi tra 0,2 e 0,5), i dati indicano che il metodo di Michalowski & Čermák del 2003, sembra essere molto efficace nel predire il miglioramento della forza per le sabbie di Ottawa e BGL fibrorinforzate, testate in questo studio.

La sovrastima della forza dell'effetto dovuto al rinforzo delle fibre, incontrata con il modello

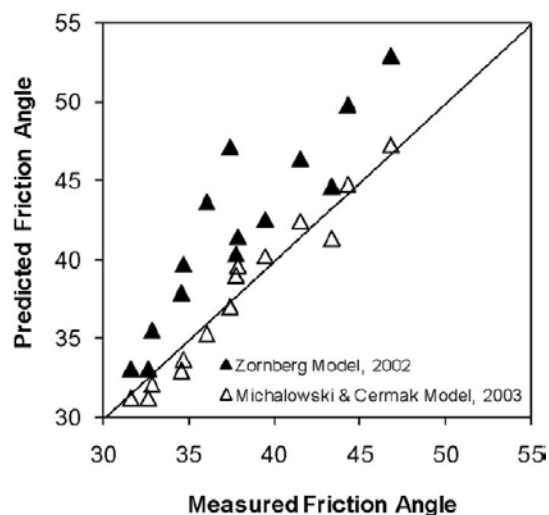


Figura 65. Confronto tra l'angolo di attrito misurato e quello previsto per modelli energetici

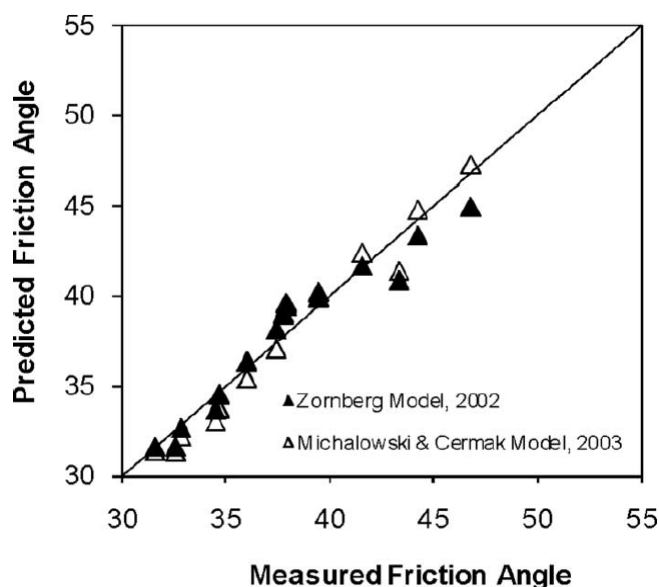


Figura 66. Confronto tra le capacità misurate e previste: Zornberg del 2002 ($\alpha = 0,4$) e Michalowski & Cermak del 2003

La dispersione misurata corrispondente agli angoli di attrito previsti è presentata in fig. 66.

La sensibilità delle previsioni della resistenza del modello discreto per i valori del parametro α del modello è stato studiato (si veda fig. 67) per valori di α compreso tra 0,4 e 1,0.

I risultati della fig. 67 indicano che il valore medio del rapporto tra la resistenza a taglio predetta e quella misurata, con i dati raccolti, diminuisce linearmente da 1,18 a 0,99 come α diminuisce da 1,0 a 0,4. D'altra parte, il COV del rapporto tra la forza misurata e quella predetta, diminuisce approssimativamente lineare da 0,09 a circa 0,04 come valore di α si riduce da 1,0 a 0,5, ma passa da un livello di circa 0,04 a uno di 0,5.

La relativamente piccola dispersione osserva in fig. 66 per entrambi i modelli indica che la lunghezza delle fibre (con un rapporto di aspetto costante) e la granulometria della sabbia non hanno una forte influenza sulla precisione dei modelli proposti da Zornberg nel 2002 e da Michalowski & Čermák nel 2003, sebbene entrambi i modelli non contino esplicitamente questi due effetti. Tuttavia, un confronto tra gli angoli d'attrito misurati e predetti per la sabbia di Ottawa testata con lo 0,5% di fibre del tipo 1 ($\eta = 40$, $L_{fibre} = 7\text{mm}$) e fibre del tipo 3 ($\eta = 40$, $L_{fibre} = 27\text{mm}$) indica

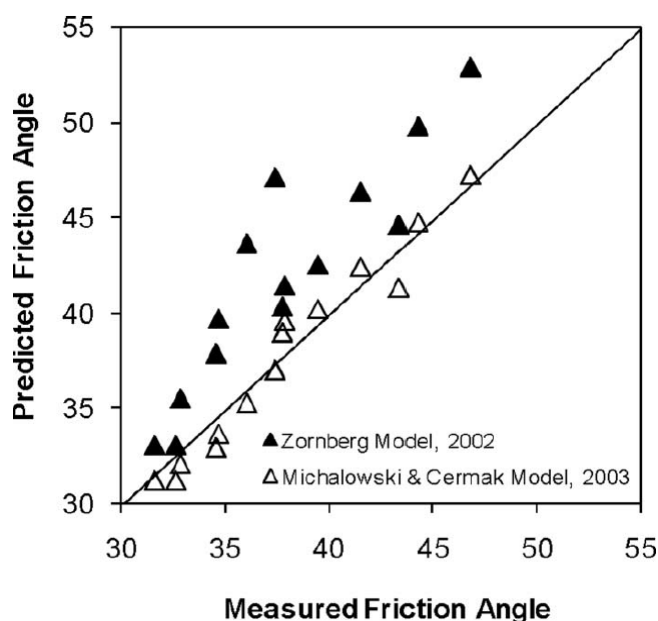


Figura 67. Sensibilità dell'efficacia delle previsioni del modello di Zornberg del 2002 per α

discreto proposto da Zornberg nel 2002, per i dati presentati in questo documento, può essere attribuito al fatto che le fibre sono state considerate distribuite in modo casuale e fatte lavorare al 100% di efficienza ($\alpha = 1$). Se è invece utilizzato un valore di 0,4 per rappresentare il parametro α del modello, i risultati indicano che la media e i COV del rapporto tra lo sforzo teorico e quello misurato può essere ridotto significativamente da 1,18 a 0,99 e da 0,09 a 0,04 rispettivamente.

che il modello proposto dalla Michalowski & Čermák nel 2003, ha predetto con successo l'incremento dell'angolo di attrito per le fibre corte ($\phi_{misurate} = 31,6^\circ$, $\phi_{predette} = 31,3^\circ$), ma non prevedere con precisione l'aumento dell'angolo di attrito per le fibre di lunghe ($\phi_{misurate} = 32,6^\circ$, $\phi_{predette} = 31,3^\circ$). Questo risultato è previsto in quanto le formulazioni dei modelli proposti includono l'effetto del rapporto di aspetto, ma non tengono conto esplicitamente dell'effetto della lunghezza delle fibre. Anche se sono necessari più dati per confermare le osservazioni di cui sopra, si può concludere che i modelli volti a predire la resistenza a taglio delle sabbie fibrorinforzate dovrà includere l'effetto della lunghezza delle fibre, in aggiunta alle proporzioni delle fibre, nella formulazione del modello. Una conoscenza simile vale anche per quanto riguarda l'effetto della granulometria, sul grado di miglioramento della resistenza a taglio delle sabbie fibrorinforzate portati, rispetto all'aumento del contenuto di fibre.

Conclusioni

Sulla base dei risultati delle 150 prove a taglio diretto condotte in questo studio, si possono trarre le seguenti conclusioni per quanto riguarda i parametri che influenzano la resistenza a taglio delle sabbie fibrorinforzate e l'efficacia degli attuali modelli di previsione.

- L'aggiunta di fibre di nylon con una proporzione da 40 a 150 e con un contenuto di fibre da 0,5 a 1,5% sia nelle sabbie fini che in quelle grossolane, preparati con una densità relativa del 55% aumentata la resistenza a taglio e la duttilità della composizione sabbie-fibre. L'aumento massimo di resistenza a taglio è di circa il 37% per le sabbie grossolane con un rinforzo del 1%, con fibre aventi un rapporto di 150 e una lunghezza di 27mm;
- Diversamente dai risultati più pubblicati che hanno mostrato una tendenza delle fibre a inibire la dilatanza delle sabbie preparate con una densità relativa maggiore del 70%, le prove eseguite in questo studio indicano che gli spostamenti verticali osservati durante il taglio aumentano con l'aggiunta di fibre sia nelle sabbie grossolane che in quelle fini, con un incremento più evidente nelle sabbie grossolane. L'aumento del spostamento misurato durante il taglio verticale riflette un aumentato della tendenza alla dilatazione di una stretta banda di terreno che è influenzata dalla presenza delle fibre;
- Test limitati indicano che le fibre più lunghe determinato un maggior miglioramento nella resistenza a taglio delle sabbie fibrorinforzate, anche se il rapporto di formato delle fibre è stato mantenuto costante;
- Le osservazioni riportate da Michalowski & Čermák nel 2003, per quanto riguarda l'importanza delle dimensioni relative ai granelli di sabbia e ai diametri delle fibre di rinforzo nel definire il grado di miglioramento ottenuto dalle fibre, è stato confermato.

L'effetto di rinforzo nella sabbia fine (sabbia di Ottawa) è più pronunciata quando la concentrazione di fibre sono di piccole dimensioni, mentre l'aumento relativo alla forza della sabbia grossa (sabbia BGL) è maggiore per la concentrazione delle fibre più grandi. Tuttavia, l'ipotesi presentata da Michalowski & Čermák nel 2003, per spiegare questa osservazione non si applica per gli esperimenti riportati in questo documento. Altri dati devono essere raccolti per determinare le cause principali dell'effetto osservato sulla granulometria;

- L'efficacia della previsione dei modelli proposti da Zornberg nel 2002 e da Michalowski & Čermák nel 2003, è stata studiata in riferimento alla precisione e all'incertezza associata alle previsioni della resistenza a taglio nelle sabbie fibrorinforzate testati in questo studio. La media e il rapporto COV teorico della forza misurata è pari a 1,18 e 0,09, rispettivamente per il modello Zornberg con un α il cui valore è di 1,0 e 0,99 e 0,04, rispettivamente per il modello proposto da Michalowski e Čermák nel 2003;
- La capacità del modello proposto da Zornberg nel 2002 che prevede i risultati delle prove condotte in questo studio, può essere notevolmente migliorato se α è assunto uguale a 0,4. Questa modifica che comporta una media e un rapporto COV teorico della forza misurata è di 0,99 e 0,04, rispettivamente;
- Infine, si può concludere che i modelli volti a prevedere la resistenza a taglio delle sabbie fibrorinforzate dovrebbero soddisfare l'osservazione granulometria dell'effetto che include l'effetto della lunghezza delle fibre e del grado di miglioramento nella resistenza a taglio per sabbie fini rispetto a quelle grossolane. Questi modelli migliorati dovrebbero essere testati utilizzando un database completo che include i risultati di tutti gli studi sperimentali pubblicati in letteratura per quanto riguarda la resistenza a taglio di sabbie fibrorinforzate;
- Si raccomanda che i futuri programmi di test triassiali debbano essere condotti per convalidare e confermare le osservazioni e le conclusioni presentate in questo studio e che si basino sui risultati di prove a taglio diretto convenzionali.

1.10. Ahmad, Bateni & Azmi - Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres

Introduzione

È stato suggerito da Prabakar & Sridhar, nel 2002, che le risorse naturali possono fornire materiali di qualità superiore per il miglioramento della struttura del suolo, rispetto alle fibre sintetiche, in base alla loro economicità e agli aspetti favorevoli sull'ambiente.

Le fibre dei grappoli vuoti di frutta della palma da olio (OPEFB) sono state scelte per questo studio a causa della loro affidabile forza e alla disponibilità diffusa in Malesia. Le palme da olio, che appartengono alla specie delle *Elaeis guineensis* della famiglia delle Palmacea, hanno origine nelle foreste tropicali dell'Africa occidentale. È attualmente in fase intensiva la coltivazione, nel sud-est asiatico, della palma da olio in Malesia ed in Indonesia (si veda l'articolo di Sreekala del 1997).

Le fibre OPEFB sono fibre biodegradabili che devono essere protette da eventuali agenti circostanti, per garantire prestazioni a lungo termine. La modifica della superficie delle fibre mediante metodi fisici e chimici riduce la natura idrofila della fibra e diminuisce il tasso di biodegradazione in ambienti naturali (si veda Mizanur Rahman nel 2007). Il rivestimento delle fibre OPEFB con acrilico-butadiene-stirene (ABS) termoplastico protegge le fibre OPEFB dalla biodegradabilità. In questo studio hanno esaminato l'effetto del rivestimento delle fibre con acrilico-stirene-butadiene (ABS) termoplastico sulle prestazioni da rinforzo delle fibre.

Questo studio è stato condotto utilizzando fibre OPEFB mescolate con sabbia limosa per determinare la forza e il comportamento meccanico del terreno rinforzato con fibre distribuite casualmente. È stato studiato anche l'effetto del rivestimento delle fibre e una serie di prove a compressione triassiale è stata eseguita, in condizioni di carico drenato e non drenato.

Il materiale

Il suolo, in sabbia limosa, utilizzato in questi esperimenti è stato ottenuto a livello locale ed è stato classificato come SM, secondo il sistema Unified Soil Classification (USCS) con la ASTM D2487 (si veda ASTM del 2007). Il diametro medio delle particelle di sabbia a D_{50} è di 0,68mm.

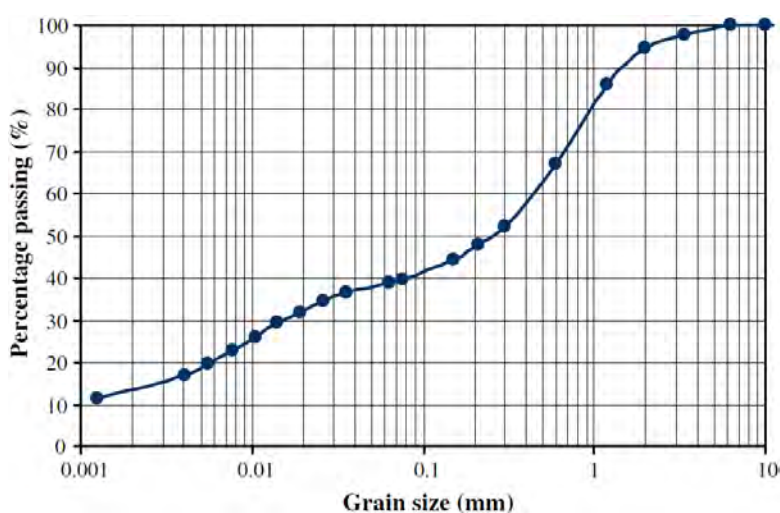


Figura 68. Curva di gradazione del suolo

Sulla base della curva di gradazione, mostrata in fig. 68, il coefficiente di uniformità è 4,82 e il coefficiente di curvatura è di circa 1,12. Le proprietà del suolo sono riassunte in tabella 8.

Tabella 8. Riepilogo delle proprietà del suolo usato nello studio

Proprietà del terreno	Valore
Peso specifico	2,575
Limite di coerenza:	
Limite liquido (%)	45
Limite di plastica (%)	32,5
Indice di plasticità	12,5
Classificazione USCS	SM
Prova di compattazione:	
Contenuto di umidità ottimale (%)	15,29
Massima densità secca (Mg/m^3)	16,67

Le fibre OPEFB sono estratte dai grappoli vuoti di frutta della palma da olio, durante il processo di macerazione, come mostrato in fig. 69. Le fibre sono state poi tagliate in specifiche lunghezze. Le proprietà di queste fibre sono riportati in tabella 9.

Per quanto la biodegradazione delle fibre, è stato utilizzato il rivestimento termoplastico dell'ABS come mezzo di protezione delle fibre OPEFB. La soluzione ABS è stata preparata aggiungendo a pezzi di ABS il solvente metiletilchetone (MEK). Le fibre OPEFB tagliate sono state immerse quindi in una soluzione di ABS ed essiccate. Le specifiche delle fibre OPEFB rivestite sono riassunte in tabella 10.



Figura 69. Fibre OPEFB estratte dai grappoli vuoti di frutta della palma da olio

Tabella 9. Proprietà delle fibre OPEFB utilizzate nello studio

Proprietà delle fibre OPEFB	Valore
Peso specifico	1,46
Densità lineare (<i>denari</i>)	1650
Diametro medio (<i>mm</i>)	0,40
Allungamento a rottura (%)	15
Carico di rottura a trazione (<i>kPa</i>)	$2,83 \times 10^5$

Tabella 10. Proprietà delle fibre OPEFB rivestite usate nello studio

Proprietà delle fibre OPEFB rivestite	Valore
Peso specifico	1,43
Densità lineare (<i>denari</i>)	2640
Diametro medio (<i>mm</i>)	0,51
Allungamento a rottura (%)	19
Carico di rottura a trazione (<i>kPa</i>)	$3,06 \times 10^5$

Preparazione dei campioni per le prove triassiali

La sabbia limosa fibrorinforzata è stata preparata con un contenuto in fibre dello 0%, dello 0,25% e dello 0,50% in peso di terreno asciutto. Il contenuto di fibre f viene qui definito

come: $f = W_f/W_s$ dove W_f è il peso secco delle fibre e W_s è il peso secco della sabbia. Le prove sono state ripetute utilizzando tre differenti lunghezze di fibra l_f : 10mm, 20mm e 30mm. Per le prove triassiali, le fibre sono state mescolate con il terreno in modo casuale. I campioni sono stati compattati su tre strati, all'interno di uno stampo cilindrico avente un diametro di 50mm e un'altezza di 100mm, con un contenuto di acqua ottimale W del 15% e una densità a secco di $14,5\text{kN/m}^3$ (cioè, una densità relativa del $D_r = 75\%$).

Il metodo di preparazione del campione adottato è stato il metodo di prova standard di compattazione (ASTM D698). Il campione è stato inizialmente preparato con un contenuto di acqua ottimale e la miscelazione del terreno con le fibre è stata eseguita manualmente. Dopo la miscelazione, le fibre e il suolo miscelati sono stati conservati in un contenitore coperto per 24h.

Programma dei test

Una serie di prove di compressione triassiale sono state effettuate su campioni di sabbia limosa fibrorinforzata per valutare il miglioramento della resistenza del suolo. Sono state effettuate entrambe le prove su provini consolidati non drenati (CU) e provini consolidati drenati (CD), utilizzando sabbia limosa fibrorinforzata secondo quanto riportato dalla norma ASTM D4767-04 Standard. Le prove triassiali sono state condotte per determinare le caratteristiche di sforzo-deformazione e la resistenza dei provini rinforzati con fibre a diverso contenuto e per diverse lunghezze. Tutti i campioni sono stati completamente saturati con un valore minimo B pari a 0,97. Il carico assiale applicato sotto sforzo, con una velocità di deformazione di $0,1\text{mm/min}$ sotto la pressione di confinamento di σ_3 , è uguale a 50kPa, 100kPa e 250kPa, per definire i parametri di resistenza a taglio (l'effettivo angolo di resistenza al taglio (ϕ') e la coesione (c')) sia per la sabbia limosa non rinforzata, sia per quella rinforzata.

Risultati e discussioni

Prove consolidate-drenate (CD)

Le curve sforzo-deformazione del taglio ottenute dalle prove triassiali CD per le sabbie rinforzate con fibre da 30mm di lunghezza sono mostrate nella fig. 70, unitamente a quelle della sabbia limosa non armata. Rispetto ai campioni non rinforzati, i campioni rinforzati con fibre mostrano una sollecitazione deviatorica superiore. La deformazione, corrispondente alla sollecitazione deviatorica massima, è aumentata con il contenuto di fibre. La fig. 71 indica l'effetto della lunghezza delle fibre da 15mm, 30mm e 45mm, sulla tensione massima del suolo con un contenuto di fibre f dello 0,5%. I modelli delle curve sforzo-deformazione

per tutti i campioni rinforzati indicano un miglioramento nello stress deviatorico, per tutte le composizioni e le lunghezze delle fibre. La sollecitazione deviatorica per il suolo fibrorinforzato è aumentata con l'aumento della pressione di confinamento.

La fig. 72 mostra l'evoluzione della deformazione volumetrica durante le prove stesse, come mostrato in

fig. 71. La condensazione volumetrica dei campioni fibrorinforzati è risultata superiore a quella dei campioni non rinforzati. Questa osservazione indica che il rinforzo in fibre contribuisce a limitare la dilatazione del suolo.

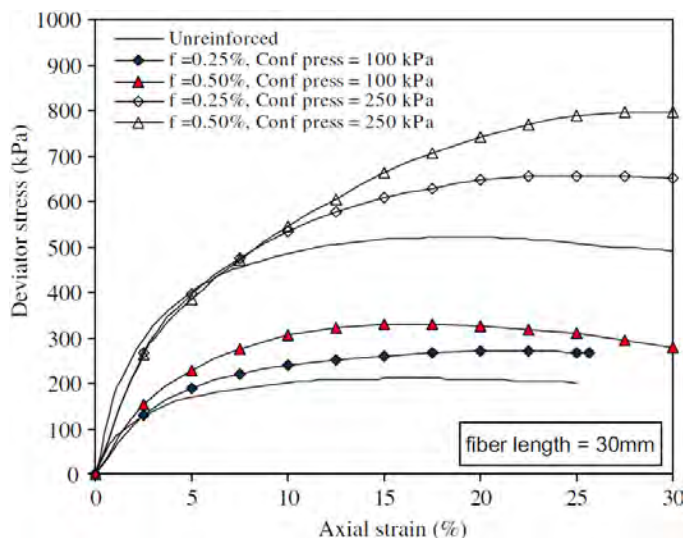


Figura 70. Tipiche curve sforzo-deformazione ottenute dalle prove triassiali CD sulla terra rinforzata con fibre OPEFB e non rinforzata

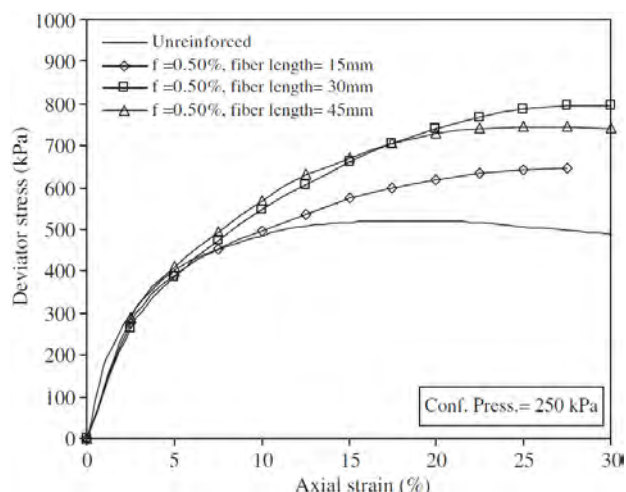


Figura 71. Tipiche curve sforzo-deformazione ottenute dalle prove triassiali CD sulla terra rinforzata con fibre OPEFB e non rinforzata

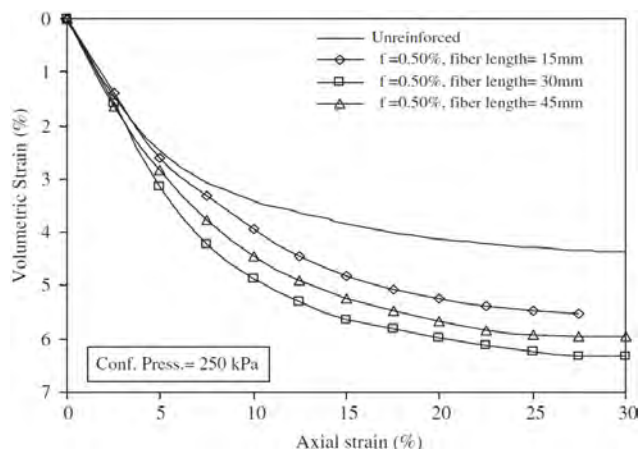


Figura 72. Curve volumetriche ottenute dai test triassiali CD con suolo rinforzato con fibre di OPEFB e non

Sia la lunghezza che la percentuale del contenuto in fibre, svolgono un ruolo importante nella resistenza a taglio del suolo fibrorinforzato. Le figg. 73 e 74 mostrano lo sviluppo della resistenza a taglio per terreni rinforzati con fibre di lunghezza e contenuto variabile ($f = 0,25\%$ e $0,5\%$). L'angolo di attrito equivalente aumenta con l'aumentare della lunghezza e del contenuto di fibre. L'aumento del contenuto di fibre fa aumentare significativamente l'angolo di attrito interno del suolo. La diminuzione dell'angolo di attrito, per le fibre da 45mm, è dovuta ad una non uniforme distribuzione delle fibre e all'aumento della quantità di fibre che sono poste orizzontalmente nel campione (si veda Diambra, del 2007), a causa delle fibre più lunghe e al sottile strato di suolo nel campione. Le fibre OPEFB sono di materiale biodegradabile.

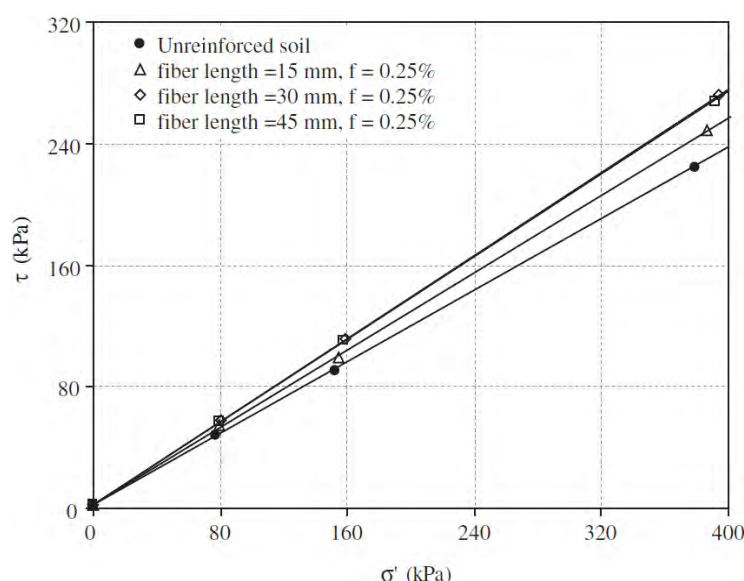


Figura 73. Confronto tra i risultati della resistenza a taglio per campioni non rinforzati e rinforzati con $f=0,25\%$ e con fibre OPEFB lunghe 15mm, 30mm e 45mm

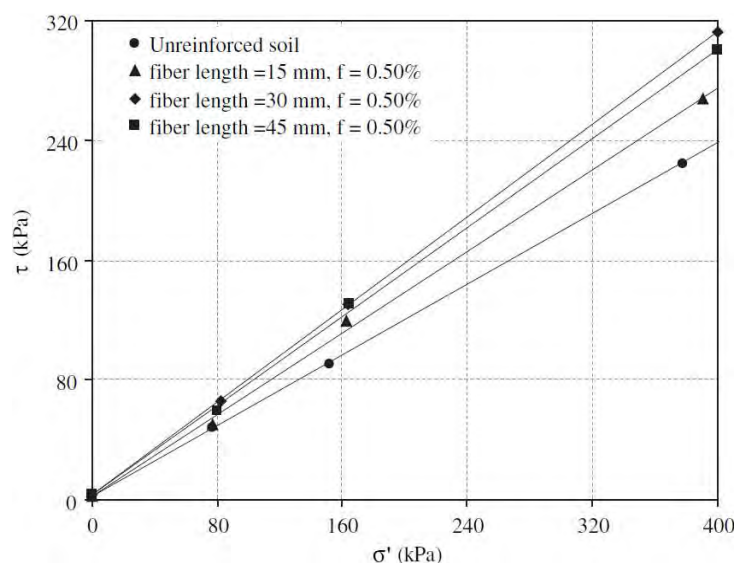


Figura 74. Confronto tra i risultati della resistenza a taglio per i campioni non rinforzati e rinforzati con $f=0,50\%$ e con fibre OPEFB lunghe 15mm, 30mm e 45mm

Precedentemente, Mizanur Rahman nel 2007, ha studiato l'effetto del trattamento delle fibre OPEFB in varie condizioni, come l'invecchiamento nel suolo e nell'acqua, per determinare le proprietà di degradazione. Egli ha riferito che per le fibre non trattate, si hanno delle perdite di peso e delle proprietà di trazione di circa il 38%, dopo 40giorni di sedimentazione nel suolo. I metodi di trattamento possono aumentare la protezione delle fibre dalla degradazione.

Le prove sono state ripetute con le fibre OPEFB rivestite e il loro comportamento sforzo-deformazione è mostrato in fig. 75. Il contenuto in fibre rivestite è stato calcolato dalla percentuale di peso delle fibre prima del rivestimento da 0,25% a 0,50%. L'inclusione delle fibre rivestite esibisce una influenza simile, sulla resistenza a taglio del suolo, a quella che si ha con le fibre non rivestite, con l'eccezione che la massima lunghezza delle fibre rivestite è di $l_f = 30\text{mm}$, come mostrato in fig. 76. Le fibre rivestite hanno avuto un effetto significativo sulla resistenza a taglio a diverse pressioni di confinamento. Di conseguenza, l'angolo di attrito e la coesione del suolo aumentano con l'aumentare della lunghezza delle fibre rivestite. Per quel che riguarda la variazione volumetrica del suolo, le fibre rivestite sono meno influenti rispetto a quelle fibre non rivestite (si veda fig. 77).

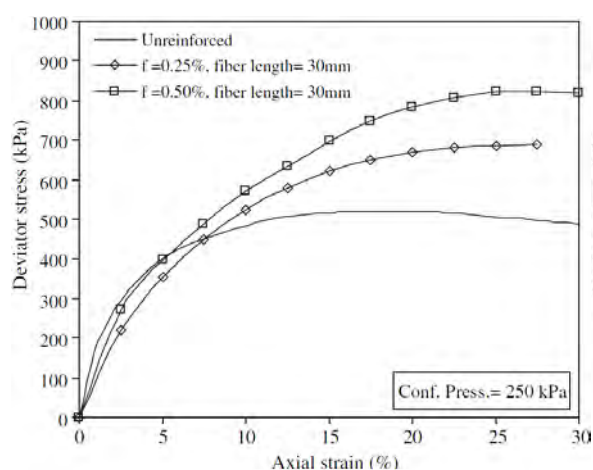


Figura 75. Tipiche curve sforzo-deformazione ottenute dalle prove triassiali CD con suolo rinforzato e fibre OPEFB rivestite

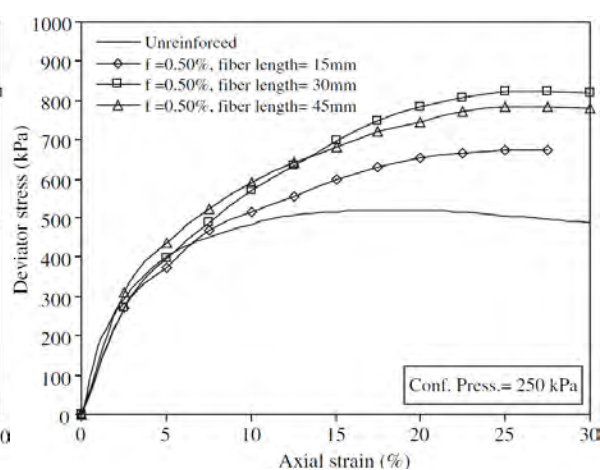


Figura 76. Tipiche curve sforzo-deformazione ottenute dalla prova triassiale CD con terreno rinforzato con fibre rivestite OPEFB

I risultati delle prove di drenaggio mostrano che la distribuzione casuale delle fibre ha un effetto importante sull'angolo di attrito interno (ϕ'). La fig. 78 mostra il confronto dell'angolo di attrito nel terreno rinforzato con fibre OPEFB rivestite e non rivestite, basato sulla prova triassiale CD. La variazione dell'angolo di attrito con la lunghezza delle fibre presenta una variazione non lineare. In generale, l'angolo di attrito interno aumenta con l'aumento della lunghezza delle fibre fino ad una lunghezza di 30mm e diminuisce per fibre più lunghe. Una riduzione simile della resistenza a taglio in condizioni di prova UCS utilizzando fibre di Sisal, è stato segnalato da Prabakar & Sridhar nel 2002.

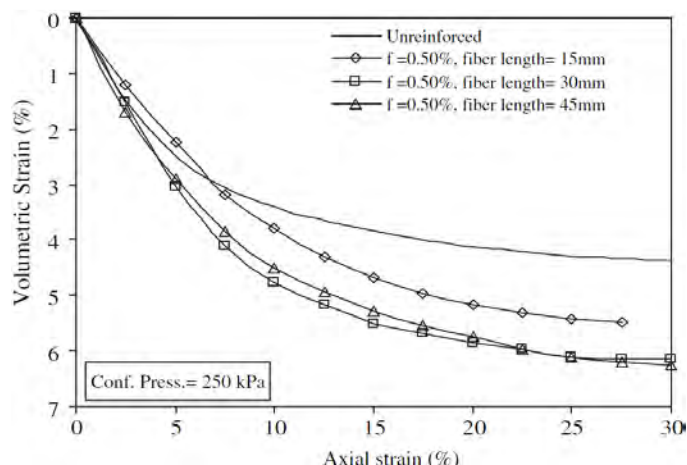


Figura 77. Curve volumetriche ottenute dai test triassiali CD con suolo rinforzato con fibre OPEFB rivestite

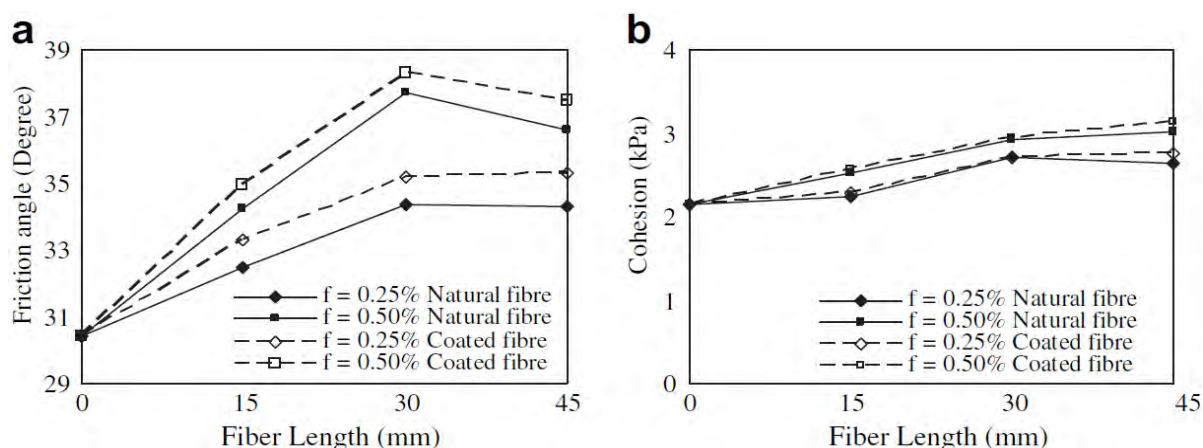


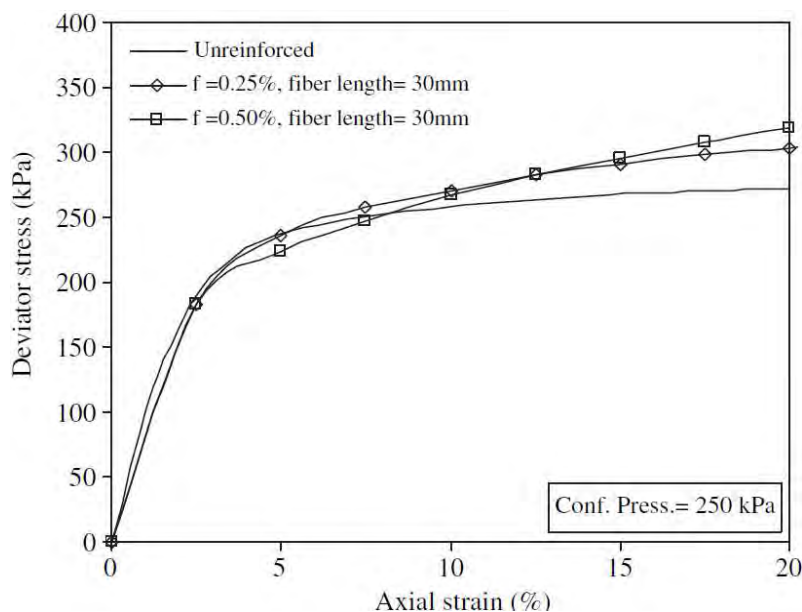
Figura 78. Confronto sull'effetto del contenuto e sulla lunghezza delle fibre OPEFB rivestite con ABS e non rivestite mediante prove triassiali CD

L'inserimento di fibre rivestite comporta grandi aumenti della forza di taglio rispetto alle fibre naturali, probabilmente a causa della loro maggiore superficie e resistenza. All'aumentare della superficie può corrispondere un aumento dell'attrito nell'interfaccia tra le fibre e le particelle del suolo. Le fibre rivestite sono più rigide e più forti delle fibre non rivestite e queste proprietà limitano la deformazione e l'aumento della resistenza a taglio del terreno. La coesione della sabbia limosa armata, determinata in condizioni drenate, mostra una relazione lineare. Tuttavia, il tasso di aumento della coesione è stato trovato piuttosto piccolo e deve essere assunto pari a zero.

Test su campioni consolidati non drenati (CU)

La fig. 79 confronta il comportamento sforzo-deformazione di campioni rinforzati e non, a diverso contenuto di fibre usando il test triassiale non drenato. L'effetto della lunghezza delle fibre sul comportamento sforzo-deformazione del suolo viene mostrato in fig. 80. Il suolo fibrorinforzato ha raggiunto approssimativamente una sollecitazione deviatorica di picco uguale a quella del suolo non rinforzato. In condizioni di prova non drenata,

l'inclusione di fibre non ha mostrato un evidente effetto sullo sforzo deviatorico. Tuttavia, la pressione interstiziale dell'acqua generata durante il taglio aumenta con il contenuto di fibre e la loro lunghezza, come mostrato nelle figg. 81 e 82 rispettivamente. Di conseguenza, l'aumento



del contenuto di fibre fa aumentare la pressione interstiziale che, a sua volta, fa aumentare la resistenza a taglio della sabbia limosa rinforzata. Poiché la pressione positiva dell'acqua è correlata alla tendenza del ritiro volumetrico, questa osservazione mostra che la fibra di rinforzo trattiene la dilatanza del terreno rinforzato, verificando i risultati precedentemente riportati nei test di consolidato drenato (CD) e non drenato (CU), di Michalowski e Zhao, nel 1996, di Consoli nel 1998 e di Li & Zornberg nel 2003.

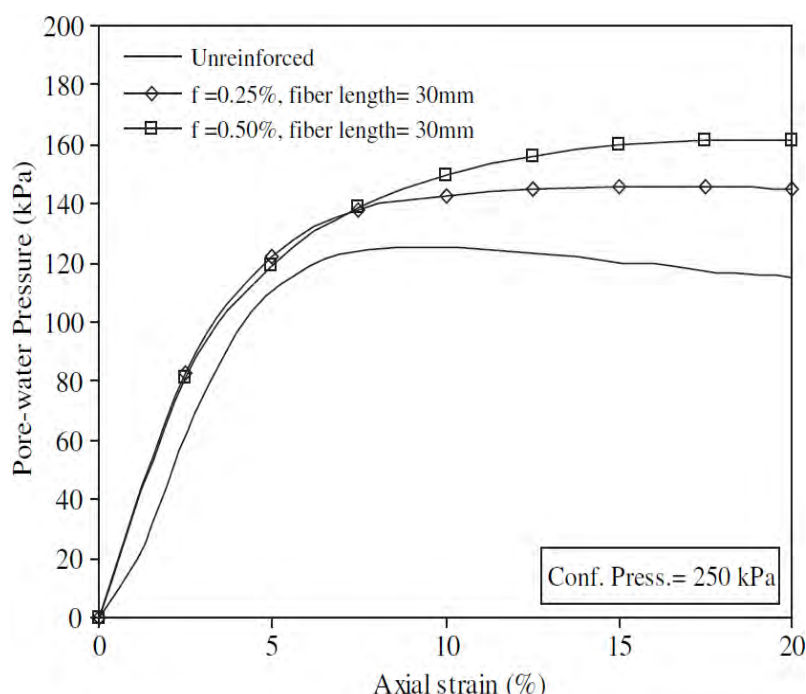


Figura 80. Tipiche curve sforzo-deformazione ottenute da test di CU triassiali su suolo rinforzato con fibre di OPEFB.

Le prove consolidate non drenate sono state condotte anche su sabbia limosa rinforzata con fibre rivestite, per confrontare l'effetto del rivestimento sulla resistenza a taglio del

campione semplicemente rinforzato. La fig. 83 mostra la pressione interstiziale del suolo con un contenuto di fibre rinforzate dello 0,50% e lunghezza delle fibre diversa in relazione alla curva sforzo-deformazione di fig. 82. Le fibre rivestite migliorano la resistenza a taglio del terreno. La pressione dell'acqua interstiziale è stata cambiata al procedere della prova e il campione ha risposto al cambiamento di tensione totale a volume costante. L'aumento del contenuto di fibre causa l'aumento della pressione interstiziale dovuta all'inclinazione dei campioni a diminuire di volume.

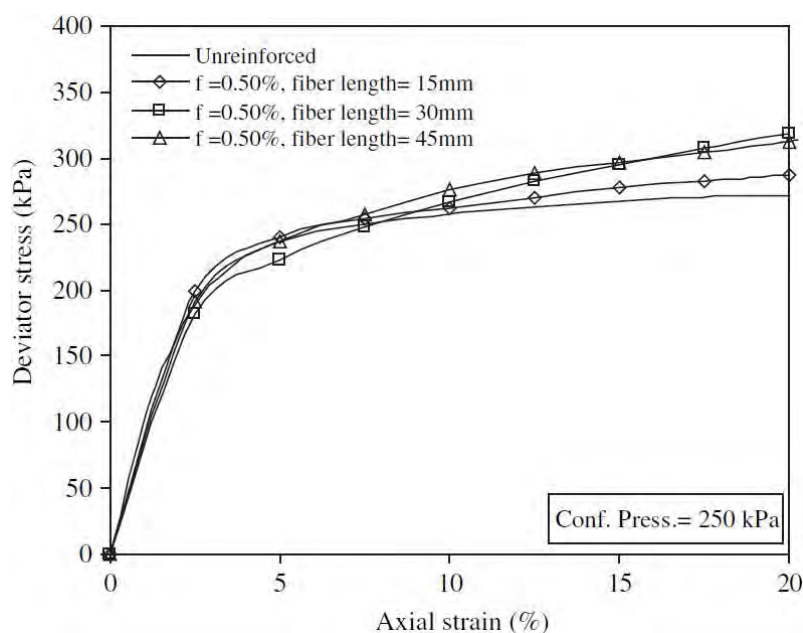


Figura 81. Tipiche curve sforzo-deformazione ottenute da test di CU triassiali su suolo rinforzato con fibre di OPEFB.

I cambiamenti nella resistenza al taglio del terreno fibrorinforzato indicano che parametri di resistenza del terreno (ϕ' e c') aumentano con l'aumentare della superficie di attrito interno tra le fibre e il suolo. La fig. 84(a) illustra l'aumento dei parametri di taglio (ϕ' e c') nel suolo fibrorinforzato all'aumentare del contenuto di fibre. Come si evince dalla fig. 84(b), la lunghezza delle fibre di OPEFB influisce sui parametri della resistenza a taglio, nello stesso modo che si ha nei risultati dei test CD.

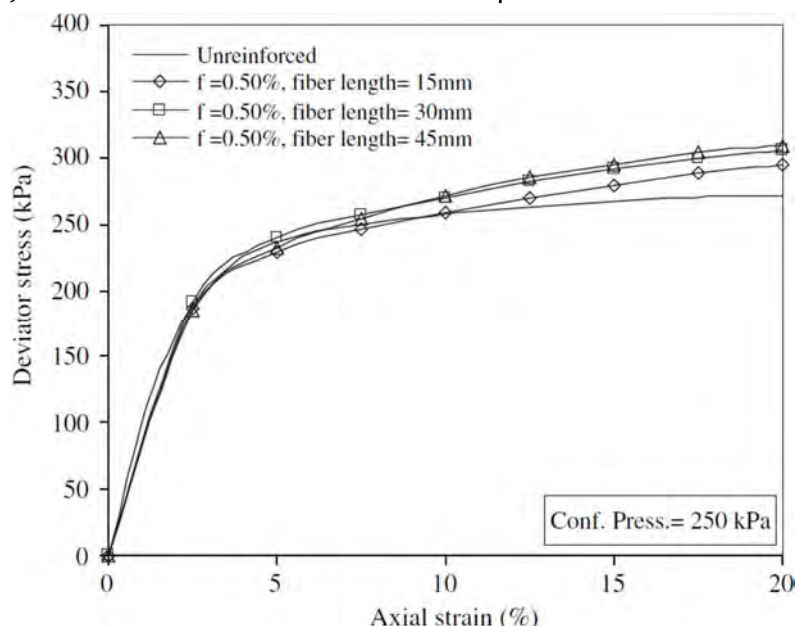


Figura 82. Tipiche curve di pressione dell'acqua interstiziale in eccesso, ottenute da prove triassiali CU su suoli rinforzati con fibre di OPEFB.

Tuttavia, la coesione del suolo nei test CU è maggiore che nei test CD; la coesione aumenta notevolmente con l'aumentare della lunghezza delle fibre e il loro contenuto.

I parametri della resistenza a taglio nella sabbia limosa sono aumentati all'aumentare della lunghezza delle fibre rivestite e al loro contenuto, come mostrato nelle figg. 84(a) e 84(b). L'angolo di attrito

massimo è stato determinato utilizzando fibre da 30mm, come si è osservato nei test CD con fibre naturali. La coesione del terreno rinforzato con fibre rivestite nei test CU, è aumentata in modo significativo con l'aumentare della lunghezza delle fibre.

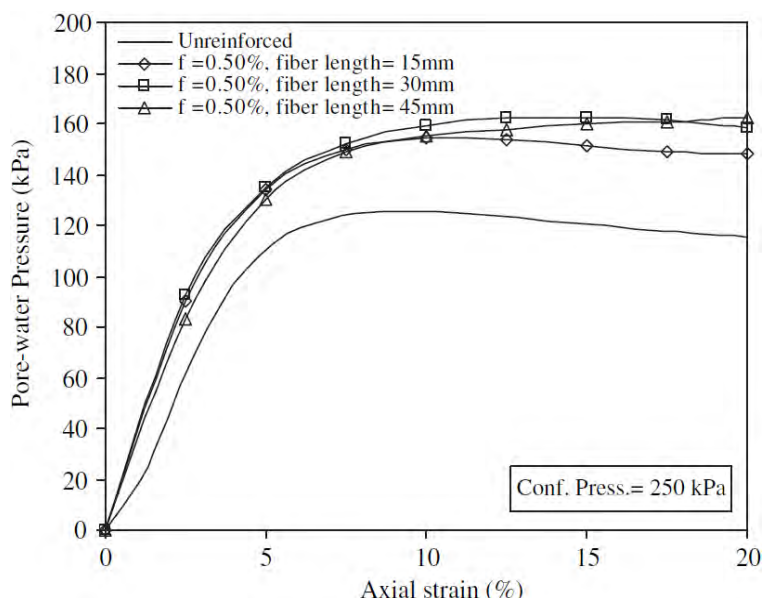


Figura 83. Tipiche curve tipiche di pressione dell'acqua interstiziale in eccesso ottenute da prove triassiali CU con suolo rinforzato con fibre di OPEFB rivestite.

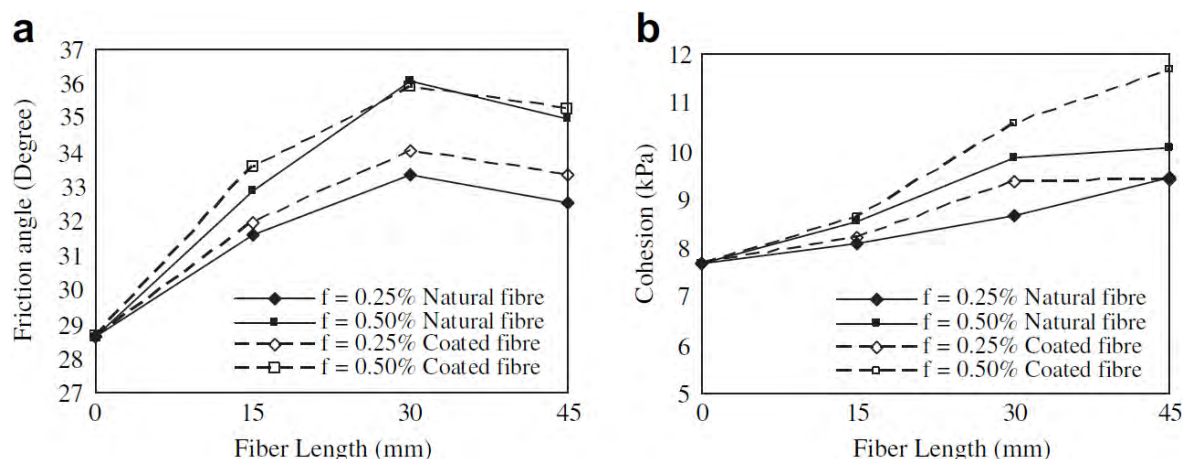


Figura 84. Confronto sull'effetto del contenuto e sulla lunghezza delle fibre OPEFB rivestite con ABS e non rivestite mediante prove triassiali CU

Le fibre rivestite hanno un effetto maggiore nel migliorare la resistenza a taglio rispetto a terreni di sabbia limosa con fibre non rivestite. Gli incrementi di coesione del suolo rinforzato con fibre sono approssimativamente lineari con l'aumento della lunghezza delle fibre. Entrambe le fibre rivestite e non, hanno manifestato la stessa tendenza al miglioramento rispetto al parametro di resistenza a taglio.

Le fibre generalmente riducono la dilatanza del suolo. Nei test triassiali CD, la dilatanza influisce sullo sforzo deviatore del suolo fibrorinforzato e aumenta la deformazione relativa alla tensione di picco. Diversamente, la diminuzione della dilatanza del suolo fibrorinforzato, in condizioni di test CU, provoca un aumento della pressione interstiziale. L'attrito di

interfaccia tra le fibre e il suolo è il principale fattore di incremento della resistenza a taglio e del calo della dilatanza nei suoli rinforzati con fibre. Le fibre rivestite hanno diametri maggiori e, quindi, la maggiore superficie, determina un aumento dell'attrito nell'interfaccia tra le fibre e le particelle del suolo. Inoltre, la maggiore resistenza a trazione e la rigidità delle fibre rivestite può limitare lo spostamento delle particelle del terreno a cui sono associate.

Conclusioni

L'aggiunta di fibre di OPEFB può aumentare significativamente la resistenza di picco a taglio nel terreno di sabbia limosa. Aumentando il contenuto di fibre si arriva ad avere una pressione crescente fino a rottura e, di conseguenza, ad un comportamento più duttile. La sollecitazione di taglio aumentata in modo non lineare con lunghezza crescente delle fibre fino a 30mm. Questo risultato suggerisce che le fibre lunghe e l'elevato contenuto di fibre riduce l'interblocco delle particelle del terreno e, quindi, le fibre e le particelle del suolo non agiscano come una massa unica e coerente, come dedotto da Prabakar e Sridhar nel 2002. La dilatazione volumetrica, in condizioni drenate, diminuisce aumentando il contenuto di fibre e l'inclusione di fibre aumenta positivamente la pressione dell'acqua in condizioni non drenate, a causa dell'aumento della resistenza a taglio del terreno. La coesione aumenta linearmente con il contenuto di fibre. L'aumento della lunghezza delle fibre aumenta il valore dell'angolo di attrito interno. Invece non vi è alcuna tendenza specifica sulla variazione di incremento dell'angolo di attrito con l'aumento della lunghezza delle fibre.

Le fibre da rivestimento aumentano la resistenza a taglio del terreno. Lo strato di rivestimento aumenta l'area della superficie e il diametro delle fibre e di conseguenza, aumenta l'attrito d'interfaccia delle fibre con il suolo. L'aumento della resistenza a trazione e la rigidità delle fibre portano ad un aumento della resistenza a taglio del terreno fibrorinforzato per un effetto limitante della dilatanza sul suolo di sabbia limosa.

1.11. Silva Dos Santos, Consoli & Baudet - The mechanics of fibre-reinforced sand

Introduzione

In questo articolo vengono raccolti i dati delle prove di laboratorio sulla sabbia al quarzo rinforzata con fibre di polipropilene. Mantenendo costanti le proporzioni tra gli elementi che costituiscono il composito studiato durante lo studio (sabbia e fibre), è stato possibile sviluppare un quadro complessivo del comportamento del materiale sabbia-fibre, che fornisce una base solida per la ricerca futura sui fibrorinforzati suoli. Il lavoro qui presentato è il risultato di molti anni di ricerca, alcune parti di esso già pubblicato, ma per i risultati

prima volta dei test che coprono una vasta gamma di stress e le tensioni hanno permesso agli autori di individuare stati stazionari, in accordo con la definizione di stato critico in termini di volume e spazio delle tensioni.

Materiale testato

Sono state effettuate delle prove di laboratorio sulla sabbia pura e sulla sabbia rinforzata con fibre. La sabbia utilizzata è sabbia di Osorio, recuperata nella regione di Osorio, nel Rio Grande do Sul, Brasile. Può essere descritta come sabbia fine, di pura quarzite con classificazione uniforme. Le caratteristiche della sabbia di Osorio sono riportate nella tabella 11.

Tabella 11. Proprietà della sabbia di Osorio

Proprietà	Sabbia Osorio
Peso specifico dei solidi	2,62
Coefficiente di uniformità C_u	2,1
Curvatura coefficiente C_c	1,0
Diametro effettivo D_{10} (mm)	0,09
Diametro medio D_{50} (mm)	0,16
Rapporto minimo dei vuoti e_{min}	0,6
Rapporto massimo dei vuoti e_{max}	0,9

Le fibre utilizzate in questo studio, sono brevi filamenti di polipropilene. Sono chimicamente inerti e hanno caratteristiche uniformi, con una densità relativa di 0,91, una resistenza a trazione di 120MPa, un modulo elastico di 3GPa e una gamma di deformazione lineare a rottura tra l'80% e il 170%. Le dimensioni delle fibre utilizzate per le prove misurano: diametro=0,023mm e lunghezza=24mm. I campioni rinforzati hanno un contenuto di fibre dello 0,5% rispetto al peso.

Anche se nessun metodo è stato convenuto per determinare i rapporti di massimo e di minimo dei vuoti per la sabbia fibrorinforzata, ci sono prove, i cui valori possono essere molto diversi e superiori rispetto a quelli della sola sabbia (si veda, lo scritto di Casagrande del 2005). Usando la stessa procedura utilizzata per determinare $e_{max} = 0,90$ e $e_{min} = 0,60$ per la sabbia pura (NBR 12.004-ABNT (ABNT, 1990)), sono stati ottenuti i valori di $e_{max} = 0,95$ ed di $e_{min} = 0,65$ per la sabbia fibrorinforzata.

Programma dei test e relative procedure

La maggior parte dei dati presentati in questo articolo sono stati ottenuti da Santos nel 2008, presso l'UFRGS in Brasile e l'Imperial College di Londra. Sono state effettuate due serie simili di prove triassiali isotropicamente consolidate e drenate (CID), su campioni di sabbia e sabbia fibrorinforzata. Le pressioni di confinamento, che vanno da 100kPa a 5400kPa,

sono state mantenute costanti durante le prove. Sono state eseguite due prove di compressione isotropa anche sulla sabbia di Osorio in modo da fornire una linea di compressione di riferimento (NCL_{sabbia}). I dati di compressione isotropa per la sabbia rinforzata sono stati ottenuti precedentemente da Consoli nel 2005 e utilizzati nella presente analisi. Sono stati riportati anche ulteriori dati ottenuti da Consoli nel 2007 sulla sabbia fibrorinforzata per aiutare a completare il quadro generale del comportamento. Queste ultime prove (sottoposte a diverse pressioni) sono state effettuate utilizzando la cella triassiale Bishop & Wesley del 1975, con misurazione interna ed esterna degli sforzi, che sono stati fermati per tensioni di taglio tra il 20 e il 28%, senza raggiungere lo stato critico. Il riepilogo delle prove è riportato nella tabella 12.

Tabella 12. Prove utilizzate per le analisi

Materiale	Tipo di prova	Pressioni di confinamento [kPa]	Numero di test	Riferimento
Sabbia	Compressione isotropica	Fino a 45000	2	Santos (2008)
	Compressione triassiale	100, 800, 3400; 5400	9	Santos (2008)
	Compressione triassiale	20, 100, 200, 400	4	Consoli (2007)
Sabbia e fibre	Compressione isotropica	Fino a 50000	2	Consoli (2005)
	Compressione triassiale	100, 800; 3400	5	Santos (2008)
	Compressione triassiale	20*; 100; 400	3	Consoli (2007)
	Stress percorso $dq/dp' = -3$	20; 100	2	Consoli (2007)
	Costante p'	20; 100	2	Consoli (2007)

* Ancora dilatazione alla fine del taglio

I dati qui presentati, ossia quelli della tesi di Santos del 2008, sono stati ottenuti da prove triassiali CID effettuate in una cella Wesley Bishop del 1975, dotata di un moltiplicatore di pressione, per contenere le pressioni fino a 1200kPa e un telaio Wykeham Farrance, con una camera rinforzata triassiale per prove con pressioni di confinamento fino a 7MPa.

Le deformazioni locali sono state misurate utilizzando inclinometri (Burland & Symes del 1982) e trasduttori lineari differenziali variabili (LVDT). Le prove di compressione isotropa sono state eseguite ad alta pressione mediante un apparato triassiale (Cuccovillo & Coop del 1999) in grado di applicare fino a 70MPa di pressione di confinamento. La distribuzione granulometrica della sabbia di Osorio è stata monitorata con un setaccio a secco e con il test dell'idrometro prima e dopo le prove, per la sabbia pura e per quella fibrorinforzata, avendo separato precedentemente le fibre dalla sabbia. I campioni sono stati preparati usando un insieme di variabili costanti: la lunghezza di 24mm delle fibre, il diametro delle fibre di 0,023mm, il contenuto in fibre dello 0,5% in peso di suolo e un contenuto di umidità iniziale del 10%. Questi valori sono stati scelti sulla base di studi precedenti, effettuati presso l'Università Federale di Rio Grande do Sul. I campioni aventi un diametro di 38mm e una lunghezza di 76mm sono stati preparati per i test effettuati con pressioni fino a

1200kPa ed esemplari con diametro da 50mm e 100mm di lunghezza sono stati preparati per le prove a pressioni più elevate, fino a 7000kPa. Per la lunghezza delle fibre selezionate e le dimensioni di questi esemplari, l'esperienza accumulata nel lavoro con la sabbia fibrorinforzata ha dimostrato che gli effetti di bordo possono essere trascurati. I campioni sono stati compattati su tre strati in uno stampo in tre parti, sotto una pressione di vuoto a 20kPa, mentre veniva controllato il peso, in modo da raggiungere la densità richiesta. Le superfici esterne sono state lubrificate per evitare eventuali attriti. Dopo le prove, i campioni sono stati sezionati e la lunghezza delle fibre è stata registrata per monitorare l'eventuale allungamento o rottura. I dati dei test sono riportati in termini di invarianti triassiali: il deviatore di sollecitazione $q = \sigma'_a - \sigma'_r$, la sollecitazione efficace media $p' = 1/3 \cdot (\sigma'_a + 2\sigma'_r)$. Gli sforzi sono dati dalla deformazione volumetrica $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$ e dalla deformazione a taglio $\varepsilon_s = 2/3 \cdot (\varepsilon_a - 2\varepsilon_r)$. A causa della portata degli sforzi raggiunti, in tutti i casi si tratta di sforzi naturali, gli ε_n calcolati dalle tensioni lineari ε_l misurano:

$$\varepsilon_n = -\ln(1 - \varepsilon_l) \quad (106)$$

Comportamento durante la compressione isotropa

I risultati delle prove di compressione isotropa su sabbia pura e su sabbia fibrorinforzata, sono mostrati in fig. 81. Sembra che ci siano due *NCL* distinte e parallele: la *NCL* per il suolo rinforzato ($NCL_{sabbia-fibre}$) è situata a destra della *NCL* di sola sabbia (NCL_{sabbia}). Risultati simili sono stati infatti trovati da Consoli nel 2005, che ha proposto le equazioni lineari per la *NCL* per la sabbia di Osorio, ricavate dai dati di post-rendimento in un unico test di compressione isotropa:

$$v = 2,98 - 0,156 \ln p' \quad (107)$$

e per la linea di compressione isotropica per la sabbia fibrorinforzata:

$$v = 3,09 - 0,156 \ln p' \quad (108)$$

La posizione della *NCL* della miscela di sabbia e fibre sopra alla *NCL* della sola sabbia, potrebbe essere causata da un blocco di fibre, consentendo quindi un maggior rapporto dei vuoti nel materiale composito, che non viene rimosso da elevate sollecitazioni di compressione e deformazione e da grandi deformazioni volumetriche.

La NCL_{sabbia} e la $NCL_{sabbia-fibre}$ sembrano curvare a basse sollecitazioni. Considerando la sabbia pura, si ammette che esiste una gamma di rapporti dei vuoti in cui la sabbia può esistere, definita dalla sua capacità di "imballaggio". Poiché le prove a taglio, presentate in questo articolo, sono state eseguite con sollecitazioni di confinamento che vanno da valori molto bassi (20kPa) a valori molto alti (5400kPa), si è deciso di adattare le equazioni della NCL_{sabbia} e della $NCL_{sabbia-fibre}$ arrotondandole in un'unica equazione. L'equazione è

stata scelta in base alla legge costitutiva proposta da Gudehus nel 1996, per descrivere i cambiamenti degli stati nei materiali granulari. Un approccio simile è stato usato con successo da Klotz & Coop nel 2001.

Questa espressione presenta il vantaggio che, mentre viene derivata da principi micromeccanici, si accorda con pochi parametri, tutti ragionevolmente ben definiti o almeno variabili entro un range ristretto, definito da valori limite. L'equazione viene espressa dall'equazione:

$$v = 1 + e_0 \exp[-(3p'/h_s)^n] \quad (109)$$

dove e_0 è il rapporto massimo dei vuoti globale, n è un esponente costante ($0,3 < n < 0,5$) e la compattezza granulare h_s rappresenta la conformità dello scheletro del grano. I valori e_0 , n e h_s sono stati scelti per soddisfare al meglio i punti dei dati ottenuti dalle prove. Lo stesso valore di $n = 0,55$ e la durezza $h_s = 180.000 \text{ kPa}$ sono stati selezionati per la sabbia e per la composizione di sabbia e fibre, supponendo che l'aggiunta di fibre non modifichi questi parametri. Il rapporto massimo dei vuoti è stato preso per essere diverso, come i dati volumetrici sembrano suggerire in fig. 85. Il valore minimo del rapporto dei vuoti $e_0 = 0,90$ è stato utilizzato per la sabbia, e il valore massimo del rapporto dei vuoti $e_0 = 0,95$, determinato come descritto sopra, è stato utilizzato per la sabbia fibrorinforzata. Queste curve saranno utilizzate in seguito per normalizzare i dati di taglio e individuare le superfici di confine di stato.

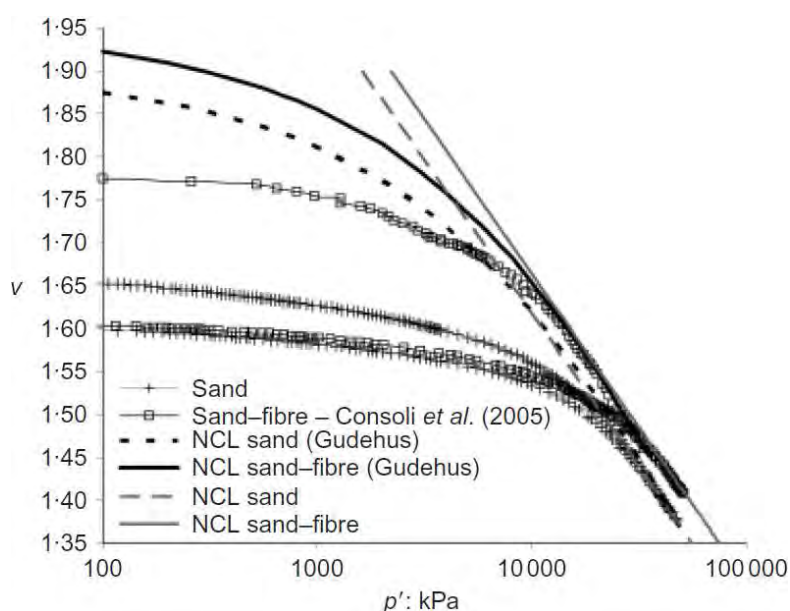


Figura 85. Dati di compressione isotropa e NCL per la sabbia e la sabbia fibrorinforzata

Comportamento durante il taglio triassiale

In precedenti studi del composito tra sabbia di Osorio e fibre di polipropilene, è stato trovato che il materiale sabbia-fibre mostra una maggiore resistenza alle alte tensioni, quando una

maggiore mobilitazione della resistenza a trazione delle fibre permette un maggiore contributo delle fibre alla rigidità del composito (si veda l'articolo di Heineck del 2005). Nessun effetto di rinforzo dovuto alle fibre potrebbe essere rilevato da sforzi molto piccoli, mentre sotto grandi sforzi non c'è tendenza a perdere forza (si veda gli articoli di Heineck del 2005 e di Consoli del 2007). Una serie di prove a compressione triassiale, attraverso percorsi di sollecitazione distinti, indicato che lo sviluppo a rottura della sabbia fibrorinforzata è indipendente dallo stress percorso e che è bilineare con una strozzatura evidente (si veda lo studio di Consoli del 2007). La strozzatura è stata attribuita ad un cambiamento del meccanismo d'interfaccia fibre-suolo, passando da una fase in cui le fibre scivolano e cedono, ad una fase in cui tutte le fibre cedono e si allungano, seguendo gli articoli di Gray & Ohashi del 1983, di Gray & Al-Refeai del 1986, di Maher & Gray del 1990 e di Consoli del 2007.

Sforzo-deformazione e risposta volumetrica durante il taglio

I campioni di sabbia non rinforzati e rinforzati sono stati isotropicamente consolidati a pressioni variabili tra i 100kPa e i 5400kPa prima del taglio drenato, mantenendo nella cella la pressione costante. La risposta sforzo-deformazione durante il taglio è mostrata in fig. 86. Il campo di variabilità del rapporto dei vuoti elaborati all'inizio, e utilizzata per la sabbia pura e la sabbia fibrorinforzata, sono simili e variano tra lo 0,66 e lo 0,81 per la sabbia pura e tra lo 0,69 e lo 0,82 per la sabbia rinforzata. Nella sabbia fibrorinforzata, questi valori rappresentano il rapporto globale dei vuoti. Non è stato possibile creare campioni più densi o meno rigidi a causa delle difficoltà incontrate nel plasmare i campioni, nel tentativo di garantire la riproducibilità tra i campioni. Come previsto, i campioni di sabbia pura sono più densi e hanno mostrato una forza di picco, mentre gli esemplari meno densi incrudiscono allo stato critico. Al contrario, tutti i campioni fibrorinforzati si sono incruditi per raggiungere una resistenza costante, indipendentemente dal rapporto dei vuoti iniziale. L'effetto delle fibre su questa forza sembra dipendere dalla pressione di confinamento di test, diminuendo all'aumentare dello stress di confinamento: nelle prove eseguite a bassa pressione di confinamento (100kPa), la resistenza a taglio della sabbia rinforzata si è calcolata in circa tre a quattro volte quella della sabbia pura (si veda fig. 86(a)), mentre per pressioni di confinamento superiori, il guadagno della forza a taglio si è ridotto a 800kPa, che è solo circa il 70% (si veda fig. 86(b)) e del 15% a 3400kPa a pressione di confinamento (si veda fig. 86(c)). È stato osservato anche un effetto sulla densità del campione, che come per i campioni di sabbia con fibre, in cui le fibre venivano tranciate sotto la medesima pressione di confinamento, non raggiungevano necessariamente la stessa forza. Risultati simili sono

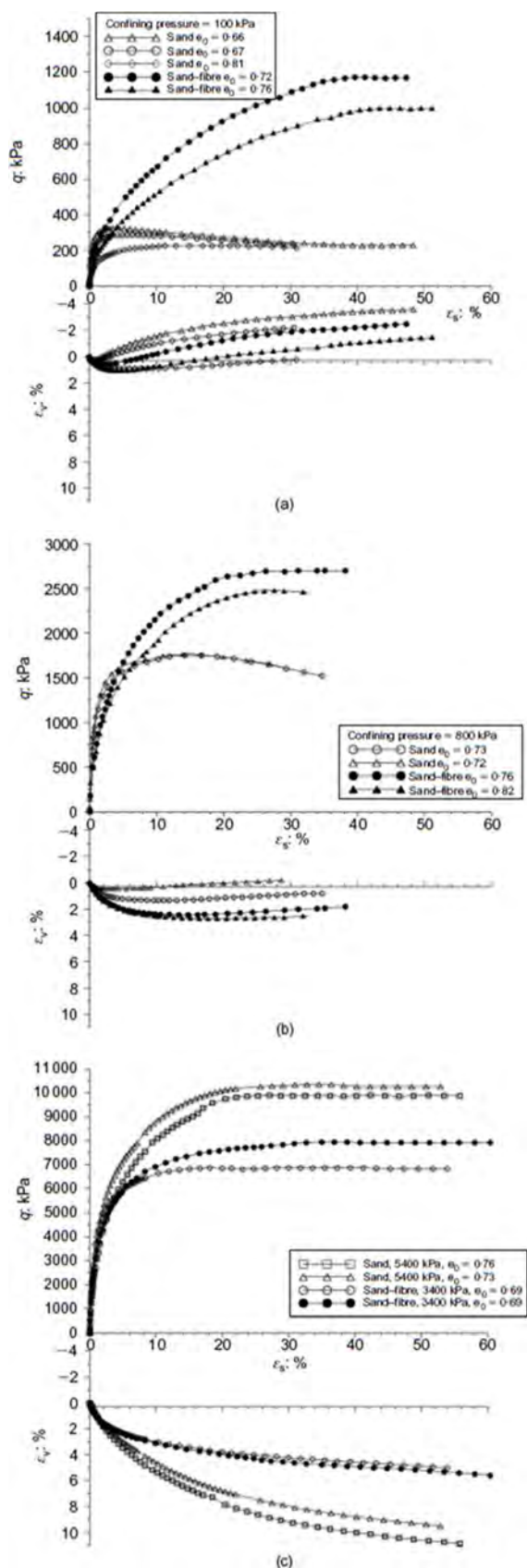


Figura 86. Sforzo-Deformazione e risposta volumetrica della sabbia e della sabbia fibrorinforzata per pressioni di confinamento: (a) 100kPa; (b) 800kPa; (c) 3400kPa e 5400kPa

stati riportati nelle prove a taglio ad anello con analoghe miscele di sabbia e fibre (si veda lo studio di Consoli del 2007), ma nessuna spiegazione è stata data.

L'effetto delle fibre, sulla risposta volumetrica durante la tranciatura, non è chiara. A 100kPa di pressione di confinamento, le fibre sembrano aumentare la compressione iniziale mentre inibiscono la dilatazione seguente (si veda fig. 86(a)). A pressioni di confinamento superiori, si osserva un minor effetto, per esempio, le curve volumetriche dei due campioni di sabbia e sabbia con fibre a partire da un rapporto dei vuoti $e_0 = 0,69$ (si veda fig. 86(c)) sono quasi coincidenti. Risultati simili per la stessa sabbia con fibre sono stati trovati da Consoli nel 2007, per diverse pressioni di confinamento e percorsi di stress.

Tenso-dilatanza

La fig. 87 confronta il comportamento della tenso-dilatanza della sabbia pura (si veda fig. 87(a)) con quella della sabbia rinforzata (si veda fig. 87(b)). Per la sabbia pura, tutti i campioni tranciati ad elevate sollecitazioni di confinamento si comprimono allo stato critico, con il tasso di compressione che si riduce all'aumentare del rapporto di carico fino a raggiungere il rapporto dello stato critico (qui $M = 1,22$). Solo nel campione più denso testato a 100kPa di sollecitazione di confinamento, con un rapporto dei vuoti $e_0 = 0,66$, risultata chiaramente la dilatazione fino ad un tasso di dilatazione di picco e un

rapporto di sforzo, prima di diminuire fino a raggiungere il rapporto di stato critico di $M = 1,22$. In fig. 87(b), che mostra i dati della sabbia con fibre, la tendenza è molto diversa. Il comportamento della tenso-dilatanza è più uniforme a compressione e meno dipendente dal rapporto iniziale dei vuoti rispetto alla sabbia pura. La pressione di confinamento sembra influenzare il comportamento della dilatanza: a bassi livelli di stress di confinamento, la compressione non si ferma al raggiungimento della velocità di variazione volumetrica $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s = 0$, ma è seguita da una piccola dilatazione, che si riduce e quindi raggiunge un rapporto di

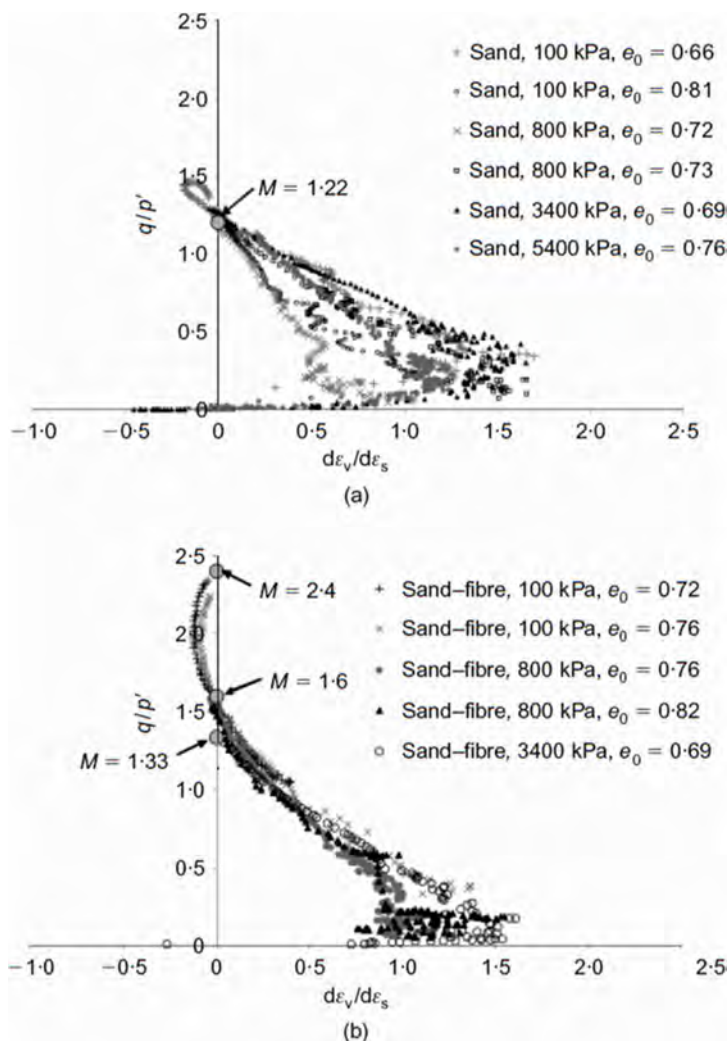


Figura 87. Risposta alla tenso-dilatanza per la (a) sabbia e la (b) sabbia rinforzata con fibre

stato di stress uguale a 2,4. Così per minori sollecitazioni di confinamento, l'inclusione delle fibre aumenta il rapporto di picco dello stress, ma a differenza della sabbia pura, questo rapporto di carico di picco non corrisponde al tasso massimo di dilatazione che sembra piuttosto essere raggiunto alla fine della dilatazione. Per pressioni superiori a quella di confinamento, questo comportamento di dilatazione scompare e il composito di sabbia-fibre si comprime solo con un rapporto di stato di sollecitazione pari a 1,33–1,6 che sembra essere sempre più indipendente dal livello di stress, come si osserva nella sabbia pura. A differenza della sabbia pura, tuttavia, la parte di compressione della tenso-dilatanza non dipende dal livello di stress, ma da percorsi di accostamento che formano una stretta banda.

Meccanica della composizione sabbia-fibre

A causa delle elevate sollecitazioni raggiunte durante la compressione isotropa, dell'ordine di 50MPa, la rottura delle particelle è stata monitorata confrontando la granulometria della

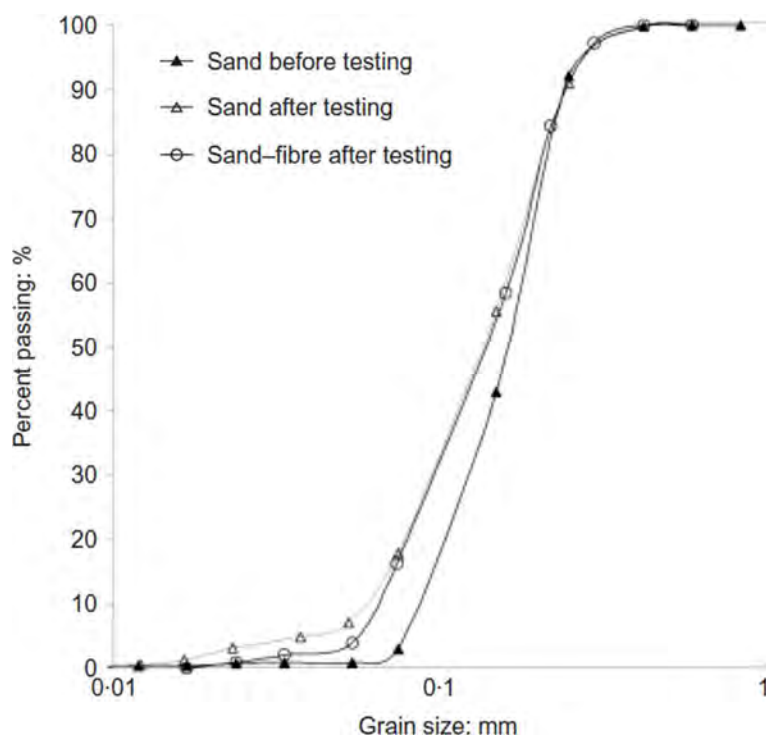


Figura 88. Evoluzione della classificazione dei campioni di sabbia e sabbia fibrinforzata durante la compressione isotropa a circa 50MPa

sabbia prima e dopo il test. Le prove di classificazione sono state ripetute più volte. La fig. 88 mostra la curva di media gradazione ottenuta: si sposta verso l'alto durante la prova a causa della compressione della sabbia pura, segnalando che la rottura delle particelle si è verificata. La distribuzione granulometrica della sabbia fibrinforzata, che è stata compressa da sollecitazioni simili, è stata determinata, anche dopo il test di classificazione, da ripetuti test.

Rispetto alla classificazione della sabbia pura ottenuta dopo il test, sembra che le fibre possano aver ridotto la rottura del composito sabbia-fibre. È difficile avanzare ciò che può essere successo a livello di particelle. Una ipotesi potrebbe essere che l'energia persa nel deformare e rompere le fibre, riduca l'energia per la frantumazione delle particelle. Un'altra ipotesi potrebbe essere che le fibre, avvolgendo alcuni grani, contribuiscano a ridurre all'abrasione.

La distribuzione iniziale della lunghezza delle fibre, che è stata determinata prima di qualsiasi test, è rappresentata in fig. 89(a). La distribuzione delle lunghezze delle fibre in fig. 89(b), è stata determinata dopo la prova di compressione isotropa a 50MPa da Consoli nel 2005 e indica che solo il 20% delle fibre ha mantenuto la loro lunghezza originale. Le rimanenti fibre vennero trovate o rotte con lunghezza più piccole (circa il 50%) o allungate (circa il 30%). L'esistenza di un valore minimo di 14mm per la lunghezza delle fibre rotte suggerisce che le fibre sono state spezzate per tensione anziché pizzicate, in modo che le fibre abbiano agito a tensione anche quando subivano grandi deformazioni di volume a compressione. La massima lunghezza delle fibre registrata dopo l'allungamento è di 35mm, che corrisponde a circa il 50% dell'allungamento. Questo è inferiore al massimo allungamento del 170% che le fibre dovrebbero essere in grado di svolgere in modo non confinato, presumibilmente a causa dell'effetto aggiuntivo del confinamento granulare e per la localizzazione degli sforzi di trazione nelle fibre.

La fig. 89(c) mostra la distribuzione della lunghezza delle fibre dopo il taglio per diverse tensioni di confinamento e il rapporto iniziale dei vuoti. Per basse sollecitazioni (100kPa), nel campione più denso, le fibre subiscono più allungamenti e rotture rispetto al provino perdente, che ha la più alta percentuale di fibre, che mantengono intatta o quasi la loro lunghezza. La differenza è, tuttavia, non troppo significativa. La fig. 89(c) mostra un confronto di campioni tranciati a 100kPa e 3400kPa. Vi è una chiara distinzione tra il comportamento delle fibre nei due casi: le fibre presenti nel campione testato a 100kPa con lo stress di confinamento si allungano durante il taglio,

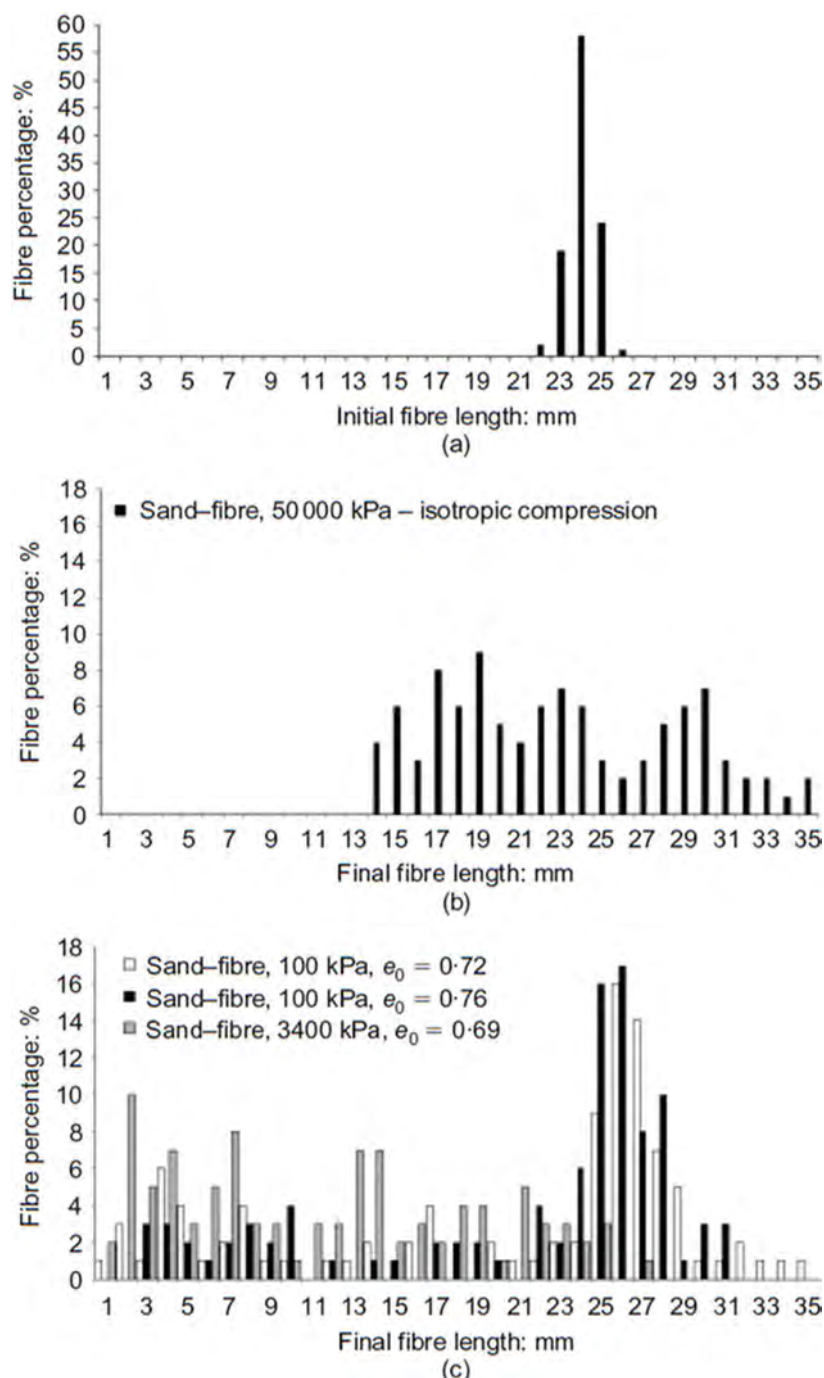


Figura 89. Evoluzione della lunghezza delle fibre (a) lunghezza iniziale delle fibre; (b) lunghezza dopo la compressione isotropa a 50MPa; (c) lunghezza dopo il test di taglio a bassa e alta pressione

mentre le fibre presenti nel campione testato a 3400kPa sembrano essersi rotte in fibre più corte. Parte di questa rottura potrebbe essersi verificata durante la compressione isotropa, ma poiché non è stata monitorata, è difficile fare una conclusione definitiva, come l'effetto di confinamento sul comportamento delle fibre. Se si tenta di collegare questo al comportamento sforzo-deformazione e alla tenso-dilatanza osservate nelle fig. 86 e 87, a basse pressioni di confinamento, l'allungamento mostra che le fibre stanno ancora

lavorando in tensione fino alla fine del taglio, in modo che la loro forza sia ancora in fase di mobilitazione sotto grandi sforzi. Questo sembra concorrere con la tenso-dilatanza per questi test (si veda fig. 87(b)), che dimostra che a basse sollecitazioni i campioni presentano un andamento simile alle altre prove di compressione fino a zero, dopo di che il composito sabbia-fibre sale fino ad un elevato rapporto di tensione di picco con una dilatazione molto piccola. In contrasto, le prove effettuate ad elevata pressione di confinamento che si comprimono solo con un rapporto di stato critico, quasi uguale a quello della sabbia pura. Questo suggerisce che la maggior parte delle fibre si sia rotta durante la compressione e non abbia avuto molto effetto sul taglio, o che erano in maggioranza mobilitate per tensione durante il taglio, in modo analogo a quanto osservato con i test a basso stress, ma che una gran parte di esse si sono rotte dal momento in cui il composto ha raggiunto grandi sforzi per poi fermarsi e agire efficacemente come rinforzo.

Stati critici della geotecnica applicati alla sabbia fibrorinforzata

Lo stato critico nelle sabbie è in genere definito dallo stato raggiunto quando lo stress e la densità rimangono costanti nonostante la continua tranciatura, si vedano i dati di Coop & Lee del 1993. Inoltre, le sabbie comprimibili tendono a raggiungere una classificazione stabile al “vero” stato critico, ma questo è ottenuto da sforzi molto più grandi di quelli tipicamente raggiunti nelle prove triassiali, ad esempio nelle prove di taglio ad anello eseguite da Coop nel 2004 e da Muir Wood nel 2006. Pertanto, il concetto di stato critico derivante dai dati dei test triassiali, può essere considerato approssimativo, anche se lo stress e il volume si trovano di solito a stabilizzarsi a circa il 30% di deformazione. Nella sabbia fibrorinforzata, vi è la difficoltà aggiuntiva che le fibre possano deformarsi e rompersi. Uno “vero e proprio” stato critico sarà raggiunto solo quando le particelle di sabbia e le fibre cessano di deformarsi e di rompersi. Consoli nel 2007, ha effettuato prove a taglio ad anello di miscele di sabbia e fibre, simili a quelle testate qui, e ha scoperto che la resistenza non diminuisce anche per deformazioni molto elevate. Pertanto, la situazione critica, determinata in termini di stress nell'apparato triassiale, non dovrebbe essere troppo lontana dallo stress del vero stato critico. La differenza può derivare nel piano volumetrico, dalla rottura delle particelle aggiuntive, durante il taglio del “vero” stato critico, che potrebbe portare ad una riduzione del rapporto dei vuoti. Gli sforzi che si sono rilevanti nella progettazione geotecnica, raramente raggiungono questa portata, pertanto al fine di sviluppare un quadro utile, nelle analisi qui presentate è stato necessario identificare delle linee rappresentative sotto grandi sforzi, in cui lo stress, ragionevolmente costante, e volume sono stati trovati durante il taglio continuo.

Comportamento sotto grandi sforzi: sforzo piano

I punti finali per i test di fig. 86 sono stati riportati nel grafico $q - p'$ in fig. 90. Dalla fig. 86, è chiaro che la deformazione volumetrica non era stabilizzata al termine di tutte le prove, ma che le prove eseguite a basse sollecitazioni stavano ancora dilatando al 60% della deformazione a taglio. La sollecitazione deviatorica è, tuttavia, risulta essere costante alla fine di quasi tutti i test ed i punti finali di questi test

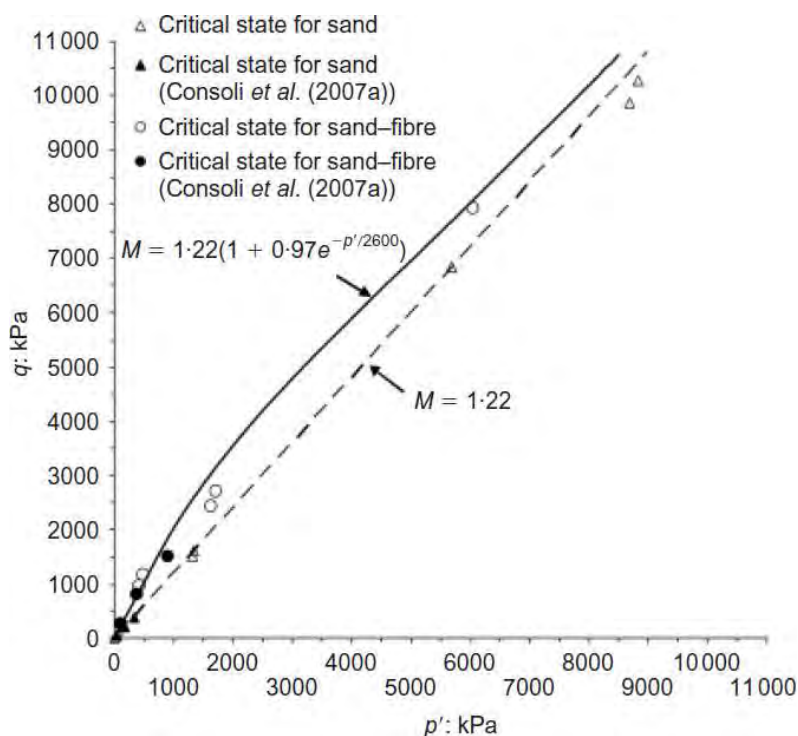


Figura 90. Involuppi dello stato critico per le sabbie e le sabbie rinforzate con fibre, nel piano $q-p'$

sono forniti da punti affidabili e ricavati dalla linea dello stato critico nel piano di stress. Altri risultati ottenuti da Consoli 2007, sul composito stesso, ma a diverse pressioni di confinamento e differenti percorsi di stress, sono stati utilizzati per completare il quadro, anche se sono stati sistematicamente fermati al 20% della deformazione a taglio e non necessariamente raggiungono gli stati critici.

I punti di stato critici per la sabbia di Osorio definiscono una linea retta, la linea di stato critico (CSL_{sabbia}), che passa attraverso l'origine. La sua equazione è data dalla forma:

$$q = 1,22p' \quad (110)$$

Questo è coerente con il rapporto di stato critico, dove $M = 1,22$ viene trovato nel grafico di tenso-dilatanza (si veda fig. 87(a)). I punti di deformazione di grande dimensione per la sabbia rinforzata con fibre sono in accordo con la linea di rottura proposta da Consoli nel 2007, che ha riportato una curva bilineare fino a pressioni di confinamento di 680kPa. Gray & Ohashi nel 1983, Gray & Al-Refeai nel 1986 e Maher & Gray nel 1990 hanno anche riferito dello sviluppo bilineare a rottura per altre combinazioni di sabbia e fibre. Con l'aggiunta dei punti dati, ottenuti dalle prove sulla sabbia fibrorinforzata effettuate fino a 3400kPa di pressione di confinamento, sembra che vi sia una convergenza, nella fig. 90, della linea di rottura $CSL_{sabbia-fibre}$ verso la CSL_{sabbia} . Una semplice equazione esponenziale viene proposta per la variazione del gradiente M della $CSL_{sabbia-fibre}$ con per un elevato livello di

stress. La stessa equazione sarà utilizzata successivamente nella normalizzazione dei percorsi di stress. In unità kPa, l'espressione per M è:

$$M = 1,22[1 + 0,97e^{-(p'/2600)}] \quad (111)$$

Secondo l'equazione (111), $M = 2,4$ per $p' = 0$ kPa, $M = 1,33$ per $p' = 6000$ kPa e converge verso il valore di M per la sabbia pura ($M = 1,22$) sotto grandi sollecitazioni.

Comportamento sotto grandi sforzi: piano volumetrico

I punti di stato critici nelle prove triassiali a taglio per la sabbia non rinforzata e i punti di deformazione per la sabbia fibrorinforzata sono rappresentati in fig. 86, così come i punti raccolti da Consoli nel 2007, sono stati tracciati nel grafico $v - \ln p'$ di fig. 90. Il volume specifico di ogni campione è stato misurato utilizzando fino a tre metodi differenti, in base al peso iniziale dell'unità secca, al contenuto di acqua finale e al peso unitario finale. Si è constatato che le differenze nei valori dei rapporti dei vuoti calcolati in base a questi tre metodi sono stati meno dello 0,04, più spesso meno dello 0,02. In ogni caso il valore medio è stato preso, avendo eliminato eventuali valori anomali. I campioni al termine delle prove, mostrano segni di variazioni volumetriche e sono indicati con una freccia in direzione di compressione/dilatazione. A pressioni fino a 1000 kPa, i punti di stato critici per la sabbia di Osorio giacciono su una curva che tende al massimo rapporto dei vuoti del materiale per pressioni ridotte ($e_{max} = 0,90$). Curve simili sono state determinate per molte altre sabbie, ad esempio per la sabbia di Erksak da Conosci nel 1991, per la sabbia di Leighton Buzzard da Klotz & Coop nel 2002 e per la sabbia di Toyoura da Verdugo & Ishihara nel 1996. Si ipotizza che con minori stress la CSL_{sabbia} e la $CSL_{sabbia-fibre}$ sarebbero curve che raggiungono il massimo rapporto dei vuoti, determinato dal massimo rapporto dei vuoti della sabbia e della sabbia fibrorinforzata rispettivamente. Per sollecitazioni più elevate, le tre prove effettuate su sabbia a 3400 kPa (una prova) e a 5400 kPa (due prove) le pressione di confinamento hanno raggiunto condizioni di stress e volumetriche stabili, e si considera abbiano raggiunto lo stato critico. Questi punti relativi a sollecitazioni superiori, definiscono una retta parallela alla NCL_{sabbia} trovata da Consoli nel 2005, ossia con l'equazione:

$$v = 2,90 - 0,51 \ln p' \quad (112)$$

Il campione di sabbia fibrorinforzata testata alla pressione di confinamento di 3400 kPa, che ha raggiunto lo stress e il volume stabili alla fine della prova (si veda fig. 86(c)), si può presumere abbia raggiunto uno stato critico. I punti relativi a quel campione di terreno sono molto vicini ai punti ottenuti con la sabbia pura. Con il presupposto che la CSL sia parallela alla $NCL_{sabbia-fibre}$, questo suggerisce che la CSL per la sabbia rinforzata sotto grandi sforzi ($CSL_{sabbia-fibre}$) è coincidente con la CSL_{sabbia} . Per sollecitazioni inferiori, tuttavia, i punti

dati giacciono su una curva che sembra tendere al massimo rapporto dei vuoti del materiale sabbia-fibre a pressione ridotta, analogamente a quanto osservato nella sabbia, ma questa parte di curva della $CSL_{sabbia-fibre}$, a differenza della sollecitazione superiore nella parte rettilinea, non sembra coincidere con quella della sabbia. Invece, si trova al di sopra della CSL_{sabbia} per la sabbia di Osorio. Non esiste una spiegazione semplice per spiegare perché esiste questa differenza. Una prima ipotesi potrebbe essere spiegata per il fatto, che osservando nelle sezioni precedenti, l'effetto dell'inclusione delle fibre è più importante a livello di stress inferiori e diventa molto meno significativo in termini di risposta volumetrica quando il livello di stress di confinamento diventa più alto. Secondo, il valore del massimo rapporto dei vuoti, per il materiale sabbia-fibre sembra essere superiore a quello della sabbia pura, ma a causa delle basse sollecitazioni si raggiungono grandi deformazioni in queste analisi, e non è affatto certo che gli esemplari avrebbero raggiunto uno stato critico in ogni caso. Inoltre, la convergenza delle due CSL ad elevate sollecitazioni nel piano $v - \ln p'$ non è chiara come nel piano del $q - p'$, forse perché le fibre devono ancora deformarsi e rompersi alla fine delle prove. Così l'identificazione di un "vero e proprio" CSL per il terreno rinforzato non può ancora essere rettificato e la $CSL_{sabbia-fibre}$ deve essere considerata solo come una rappresentazione del grande comportamento per deformazione.

Stato della superficie di contorno

Lo stato della superficie di contorno per la sabbia non rinforzata e per quella rinforzata può essere determinato normalizzando i dati dello sforzo con una pressione equivalente su una linea di riferimento, qui la NCL che è stata scelta come linea di riferimento. Nelle sabbie, un parametro di stato da misurare e spesso utilizzato è la distanza verticale del NCL (vi veda lo studio di Been & Jefferies del 1985), ma un parametro di stato di sollecitazione che misura la distanza orizzontale della compressione normale o la CSL è stato usato con successo in passato, per esempio da Klotz & Coop nel 2001. Il modo in cui quest'ultima normalizzazione è stata tradizionalmente applicata dai ricercatori, mira a sviluppare quadri per il comportamento dei terreni, ad esempio come ha fatto Cotecchia & Chandler nel 2000 per delle argille strutturate. Ciò è particolarmente utile per la modellazione costitutiva, quando la dimensione della superficie limite della suolo strutturato può essere facilmente correlata a quella del terreno rigenerato (vi veda ad esempio lo studio di Baudet & Stallebrass del 2004). Lo stesso approccio è stato adottato qui per caratterizzare gli effetti del rinforzo con fibre sullo stato della superficie di contorno.

Le curve calcolate con la NCL_{sabbia} e la $NCL_{sabbia-fibre}$ (si veda fig. 85), sono state utilizzate a tutti i livelli di pressione per normalizzare i dati a taglio. A causa della dipendenza del

gradiente della $CSL_{sabbia-fibre}$ con il livello di stress nel piano $q - p'$, i dati sono stati ulteriormente normalizzati dal gradiente della linea M per lo stato critico, sia per la sabbia pura sia per la miscela di sabbia e fibre. Il valore di M è stato preso per essere costante, pari a 1,22, per la sabbia. Per la sabbia rinforzata, il problema del variare M è stato risolto adottando l'espressione proposta nell'equazione (102). I percorsi di stress per la sabbia e il composito sabbia-fibre, normalizzati nel diagramma $q/Mp'_e - p'/p'_e$, sono mostrati in fig. 91. Solo un esemplare di sabbia pura è stato tranciato vicino ad uno stato normal consolidato, lo stress e il suo percorso iniziano nei pressi della NCL . Tutti gli altri esemplari sono stati tranciati da stati più densi. I punti che rappresentano la NCL normalizzata sono mostrati nel grafico di fig. 91. I punti che rappresentano quello che dovrebbe essere la CSL normalizzata sono stati calcolati e sono stati tracciati. Essi si trovano in posizioni leggermente diverse lungo la linea $q/Mp'_e = p'/p'_e$, le diverse posizioni riflettono la maggiore distanza fra la NCL e la CSL del composito sabbia-fibre rispetto alla sabbia pura, che è stato trovato nella fig. 90. Non è chiaro se essi coincidano con il "vero" stato critico degli stati determinati per la sabbia rinforzata. Lo stato della superficie di contorno sembra tuttavia essere l'unica per la sabbia pura e per il materiale composito sabbia-fibre. Questo suggerisce che in prima approssimazione, la sabbia fibrorinforzata potrebbe essere modellata lungo la stessa struttura di quella usata nella sola sabbia.

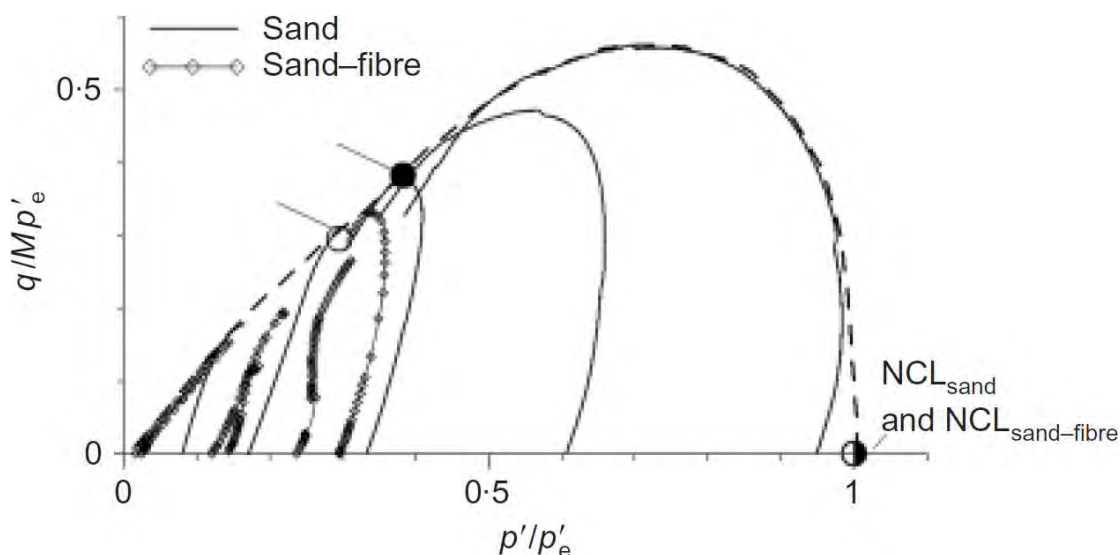


Figura 91. Percorsi di stress normalizzati per le prove su sabbia e sabbia rinforzata con fibre

Conclusioni

Dai risultati appena presentati un'immagine più chiara del comportamento del composito sabbia-fibre può essere spiegato in relazione a quello della sola sabbia. I punti principali sono:

(a) Nello spazio volumetrico, la NCL del materiale sabbia-fibre si trova al di sopra della

- sola sabbia e parallelamente ad esso.
- (b) Nello spazio volumetrico, sembra esserci una *CSL* per il materiale sabbia-fibre che è coincidente con quello della sola sabbia per sollecitazioni elevate. A basse tensioni, i dati di grandi inviluppi sembrano curvare verso un rapporto dei vuoti massimo, come si osserva per la sola sabbia, ma non è chiaro se essi sono anche sulla *CSL*. Il rapporto dei vuoti massimo per il composito sabbia-fibre sembra essere superiore a quella per la sola sabbia.
 - (c) In funzione della sollecitazione, la pendenza della linea di rottura del materiale sabbia-fibre sembra variare con il livello di stress, probabilmente a causa di un cambiamento da un meccanismo di scorrimento-rendimento allo stiramento delle fibre. Inizialmente è circa due volte quella della sola sabbia, tendente al valore del gradiente della *CSL* della sabbia pura per grandi sollecitazioni.
 - (d) La forza di picco del composito sabbia-fibre non sembra essere legata alla variazione di volume e viene raggiunta a bassa pressione di confinamento con una dilatazione molto piccola.
 - (e) Quando la normalizzazione dei dati del percorso di stress per il volume e la composizione, i percorsi di stress per la sabbia e il composito sabbia-fibre definiscono una unica superficie di confine di stato, coincidente con la *NCL*. Non è sicuro se le *CSL* normalizzate coincidono, ma questo suggerisce che tutte le differenze tra il materiale puro e quello rinforzato potrebbero essere incluse nei luoghi della *NCL* e della *CSL*.

1.12. Ibraim, Diambra, Muir Wood & Russell - Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading

Introduzione

Dal momento che il lavoro pionieristico di Bjerrum nel 1961 e di Castro nel 1969, sulla liquefazione dei terreni granulari, è stato studiato soprattutto in laboratorio (si faccia riferimento agli studi di Castro & Christian del 1976, a quelli di Vaid & Chern del 1983, a quelli di Konrad del 1990, a quelli di Chu del 1991, a quelli di Lade del 1992, a quelli di Hyodo del 1994, a quelli di Doanh del 1997 e a quelli di Doanh & Ibraim del 2000). La liquefazione sotto un carico monotono non drenato, comunemente chiamata "liquefazione statica", è tipicamente associata alle sabbie sature sciolte e a molte miscele sciolte di sabbia-limo, mentre in situ e in condizioni di stress relativamente bassa, può essere definito con una netta riduzione della pressione media effettiva, indotta da una generazione persistente di pressioni nei pori. Grandi sforzi sviluppano una significativa riduzione della resistenza a taglio non drenata, che si stabilizza poi attorno ad una condizione di stato

stazionario (si veda lo studio di Poulos del 1981). Diversi crolli, come quelli di pendii composti da sabbie sciolte sature, oppure di dighe in terriccio, o ancora di terrapieni sottomarini idraulicamente saturi, sono stati attribuiti alla "liquefazione statica" del terreno (si vedano le ricerche di Castro & Poulos del 1977, di Lindenberg & Koning del 1981, di Sladen del 1985 e di Kramer & Seed del 1988). In alcuni casi, un meccanismo di innesco, come un disturbo minore nella forma di vibrazioni dovute alle attività antropiche o di terremoti di piccola intensità, di erosioni locali, di variazioni nella marea o a sovraccarichi imposti dal riempimento supplementare, sono stati proposti come origine della improvvisa aumento della pressione dell'acqua nei pori (si veda lo studio di Lade del 1993).

Il presente lavoro esplora attraverso una serie di esperimenti di laboratorio la prospettiva di modificare la risposta monotona non drenata di una sabbia sciolta pulita, per ridurre il potenziale di liquefazione, mescolando la sabbia con fibre corte e flessibili. Il rafforzamento della sabbia con fibre flessibili e discrete non rappresenta una nuova tecnica in ingegneria geotecnica. Tuttavia, nessuno studio ha riportato il comportamento della pressione monotona non drenata della sabbia rinforzata con fibre o l'effetto dell'inclusione di fibre sulla risposta alla liquefazione statica della sabbia.

I materiali

In questo studio è stata utilizzata la sabbia di Hostun RF (S28), che ha una granulometria media di $D_{50} = 0,38\text{mm}$, con un coefficiente di uniformità di $C_u = D_{60}/D_{10} = 1,9$, un coefficiente di gradazione di $C_g = (D_{30})^2/(D_{10}D_{60}) = 0,97$, un rapporto dei vuoti massimo e minimo di $e_{max} = 1,041$, $e_{min} = 0,648$ e un peso specifico di $G_s = 2,65$. La fig. 92 mostra la distribuzione

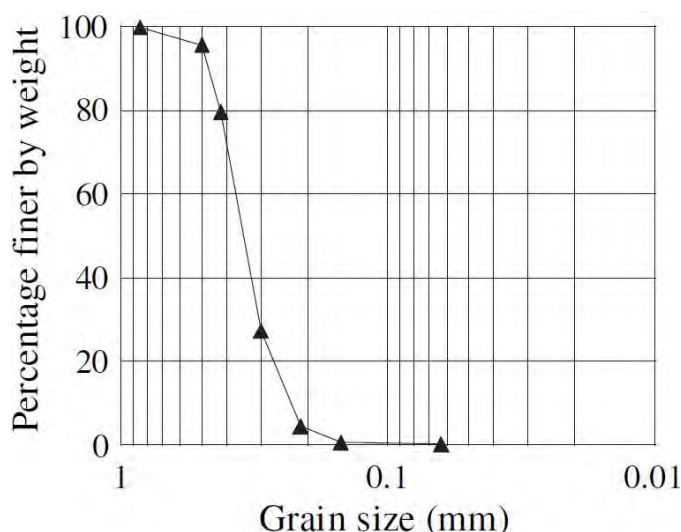


Figura 92. Distribuzione delle dimensioni dei grani della sabbia di Hostun RF

granulometrica della sabbia di Hostun RF. Sono state utilizzate delle fibre in polipropilene di Loksand flessibili e ondulate (si veda fig. 93). Queste fibre agiscono prevalentemente in tensione e le proprietà sono state fornite dal produttore insieme alla resistenza mediata ottenuta attraverso una serie di 15 prove di trazione, il tutto è elencato in tabella 13.

In questa ricerca, la concentrazione delle fibre contenute nel composito è definito come la percentuale di peso secco di sabbia $w_f = W_f/W_s$, dove W_f è il peso delle fibre e W_s è il

peso della sabbia asciutta.

Tabella 13. Caratteristiche delle fibre di Loksand

Lunghezza (mm)	Diametro (mm)	Carico di rottura (MPa)	Peso specifico, G_f	Allungamento a rottura	Umidità riconquistare
35	0,1	225	0,91	160%	<0,1%

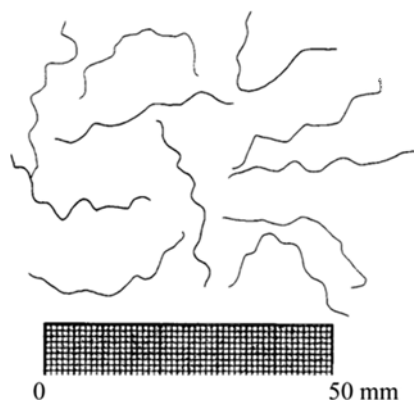


Figura 93. Singole fibre flessibili in polipropilene arricciate di Loksand

Preparazione dei campioni

I campioni non rinforzati e rinforzati con fibre sono stati preparati con una tecnica di pigiatura umida. Questo metodo di fabbricazione è comunemente usato in studi di laboratorio per sabbie rinforzate in fibre e ha il vantaggio di un buon controllo della densità del campione, evitando la separazione delle fibre. Produce infine un terreno con un tessuto in fibre che assomiglia a quello compattato per il suolo rinforzato in campo. Le prove preliminari di compattazione (si veda fig. 94) utilizzano un test Proctor modificato e hanno dimostrato che uno sforzo da compattazione alla massima densità secca con sabbia rinforzata, diminuisce con l'aumento del contenuto di fibre w_f , mentre il contenuto di umidità ottimale (circa il 10%) è indipendente dalla quantità di fibre utilizzate (si faccia riferimento allo studio di Ibraim & Fourmont del 2007). Appare necessario che per produrre dei campioni con un contenuto di fibre superiore ad un data di densità secca sia necessaria una maggiore energia di compattazione. Questo deve essere considerato insieme ai miglioramenti in termini di prestazioni e l'utilizzo di terreni rinforzati a bassa densità in un'analisi costo-benefici.

I campioni per le prove triassiali con un diametro di 70mm e un'altezza di 70mm, sono stati redatti su tre strati di uguale altezza. Il contenuto di umidità ottimale del 10%, è stato utilizzato per la miscela di sabbia e fibre; ulteriori dettagli della procedura sono indicati nella ricerca di Ibraim & Fourmont del 2007. Nello

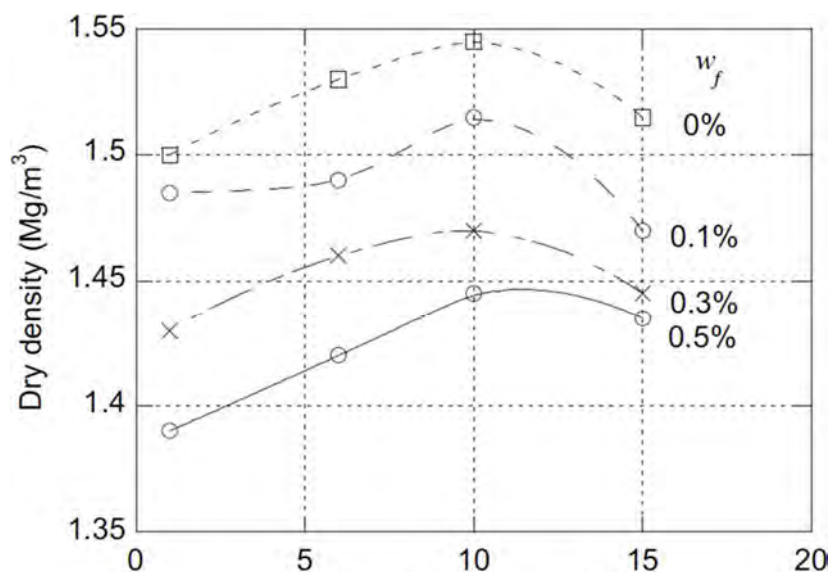


Figura 94. Risultati del test di compattazione sulla sabbia di Hostun RF non rinforzata e rinforzata con fibre in polipropilene (w_f rappresenta il contenuto di fibre)

sviluppo della procedura di fabbricazione, gli esemplari-prototipo non rinforzati e rinforzati, realizzati in un tubo trasparente di Perspex, non hanno mostrato significativi eccessi effetti di compattazione durante la formazione degli strati superiori.

Per tutti i campioni presentati in questo studio, la quantità di sabbia W_s , è stata mantenuta invariata quando sono state aggiunte le differenti proporzioni di fibre. Il rapporto dei vuoti di scelto per i campioni non rinforzati è circa 1,0. Va notato che vi è un limite alla percentuale di fibre che possono essere aggiunte alla sabbia (il peso della sabbia asciutta W_s e il volume del campione devono mantenersi costanti) se l'umidità costipata nel composto deve essere efficacemente mantenuta. Il contenuto di fibre massimo w_f , che può essere impiegato in questo rapporto dei vuoti è di circa l'1% dell'obiettivo di fabbricazione (si veda lo studio di Ibraim & Fourmont del 2007). Per i campioni testati a compressione, sono state utilizzate tre diverse concentrazioni di fibre: 0,3%, 0,6% e 0,9%, mentre solo due, 0,3% e 0,6%, sono state utilizzate per gli esemplari testati a estensione.

Le condizioni della prova triassiale

Le prove di compressione e di estensione triassiale convenzionali, drenate e non drenate, sono state condotte su campioni non armati e armati isotropicamente consolidati. Sono state utilizzate tre diverse pressioni di consolidamento: 30, 100 e 200kPa. Un elenco completo dei test, compresi i rapporti dei vuoti alla fine del consolidamento isotropo, i contenuti di fibre w_f , le pressioni di consolidamento e il tipo di test sono riportati in tabella 14. La tabella 14 presenta calcoli alternativi ai rapporti dei vuoto quando:

- 1) il volume occupato dalle fibre è “attaccato” al volume di vuoti e_m ;
- 2) il volume occupato dalle fibre è “attaccato” al volume della matrice della sabbia e_{fm} .

Come si può osservare, le differenze tra questi due valori dei rapporti dei vuoti sono molto piccoli, tipicamente inferiori allo 0,05. È noto che alcuni addensamenti agiscono intrinsecamente durante il processo di saturazione dei campioni a bassa densità, tuttavia, nessuna correzione è stata applicata al volume iniziale dei campione se la presenza delle fibre può limitare il collasso della struttura di sabbia.

I campioni sono stati saturati con il metodo CO₂ con l'acqua in contropressione fino a 300kPa. I valori di B (ossia il coefficiente di Skempton) di almeno 0,97 sono stati considerati per dare un'indicazione di sufficiente saturazione dell'acqua nelle prove non drenate (si veda lo studio di Lindenberg & Koning del 1981). Sono stati utilizzati sistemi di misura convenzionali per la deformazione assiale e volumetrica insieme ad una cella di carico interna. Ulteriori dettagli sono forniti da Diambra nel 2007.

Si conclude con un campione di 100mm di diametro ampliato e lubrificato con un composto

di grasso al silicone che è stato utilizzato nella parte inferiore (due dischi) e nella parte superiore (tre dischi) di gomma in lattice. La forma omogenea del campione sembrava ben conservata fino a ben oltre il 20% di deformazione assiale ε_a a compressione, in estensione la strizione del campione era visibile già al 10-12% di sforzo assiale. È noto che l'uso di lubrificanti, all'estremità del campione, amplifica gli errori superficiali alla risposta di deformazione assiale, ma nessun sistema di misurazione assiale locale è stato utilizzato né sono state applicate correzioni ai risultati poiché la risposta al piccolo sforzo del suolo fibrorinforzato va oltre lo scopo di questo studio sperimentale. Il calcolo degli effetti di penetrazione della membrana ha mostrato che questi sono trascurabili, come osservato anche nei precedenti studi di Ibraim del 1998 per sabbie simili per dimensioni del provino e spessore della membrana. Tuttavia, l'effetto della rigidità della membrana è stata presa in considerazione ed i risultati sono stati corretti seguendo le raccomandazioni ASTM del 1988 del committente D-18 per terreni e rocce.

Tabella 14. Elenco delle prove triassiali eseguite

Test	e_m	e_{fm}	w_f (%)	p_c^* (kPa)	Compressione (C), Estensione (E), Sgocciolato (D), Drenata (U)	$(q^*/p^*)^a$	$\phi_m^*(^\circ)^b$
CD100-00	0,991	0,991	0	100	C, D	1,36	33,7
CD100-03	0,983	0,966	0,3			1,73	42,2
CD100-06	0,979	0,945	0,6			1,98	48,1
CD100-09	0,987	0,936	0,9			2,26	55,2
ED100-00	0,989	0,989	0	100	E, D	-1,01	37,4
ED100-03	0,988	0,971	0,3			-1,08	41,2
ED100-06	0,985	0,951	0,6			-1,13	44,1
CU030-00	1,015	1,015	0	30	C, U	1,35	33,4
CU030-03	1,007	0,990	0,3			2,02	49,1
CU030-06	1,011	0,976	0,6			2,30	56,2
CU030-09	1,018	0,966	0,9			2,44	60,1
CU100-00	0,999	0,999	0	100	C, U	1,46	36,0
CU100-03	0,981	0,964	0,3			1,82	44,3
CU100-06	0,993	0,959	0,6			2,11	51,3
CU100-09	0,991	0,940	0,9			2,30	56,2
CU200-00	0,985	0,985	0	200	C, U	1,34	33,2
CU200-03	0,980	0,963	0,3			1,82	44,3
CU200-06	0,967	0,933	0,6			1,96	47,6
CU200-09	0,973	0,923	0,9			2,16	52,6
EU030-00	0,995	0,995	0	30	E, U	-1,00	36,9
EU030-03	0,985	0,968	0,3			-1,11	42,9
EU030-06	0,991	0,957	0,6			-1,03	38,4
EU100-00	0,964	0,964	0	100	E, U	-0,92	32,9
EU100-03	0,953	0,936	0,3			-1,02	37,9
EU100-06	0,962	0,928	0,6			-1,02	37,9
EU200-00	0,967	0,967	0	200	E, U	-0,99	36,4
EU200-03	0,951	0,934	0,3			-1,00	36,9
EU200-06	0,962	0,928	0,6			-1,08	41,2

^a q^*/p^* =sollecitazione rapporto a $\varepsilon_q = 20\%$ in compressione e $\varepsilon_q = 10\%$ in estensione

^b $\phi_m^*(^\circ)$ =angolo di attrito mobilitato a $\varepsilon_q = 20\%$ in compressione e $\varepsilon_q = 10\%$ in estensione

Il contatto tra il coperchio superiore del campione e il pistone di caricamento è simile a quello utilizzato da Mohkam nel 1983 e da Ibraim nel 1998 [si veda fig. 95(a)]. Il contatto avviene dopo che il campione ha consolidato e richiede un processo a due stadi, come mostrato schematicamente nelle figg. 95(b) e 95(c). Come risultato delle regolazioni iniziali nel contatto tra il pistone di caricamento e il tappo superiore del campione, la parte iniziale del carico assiale per alcune prove triassiali drenate mostra un improvviso aumento della pressione interstiziale con effetti evidenti sulla stima iniziale dell'effettivo sforzo. Tuttavia, poiché il campione è stato tranciato in compressione o in estensione, questo effetto è risultato transitorio e scompare molto rapidamente. Nessuna interpretazione quantitativa della risposta iniziale non drenata è inclusa nel presente documento.

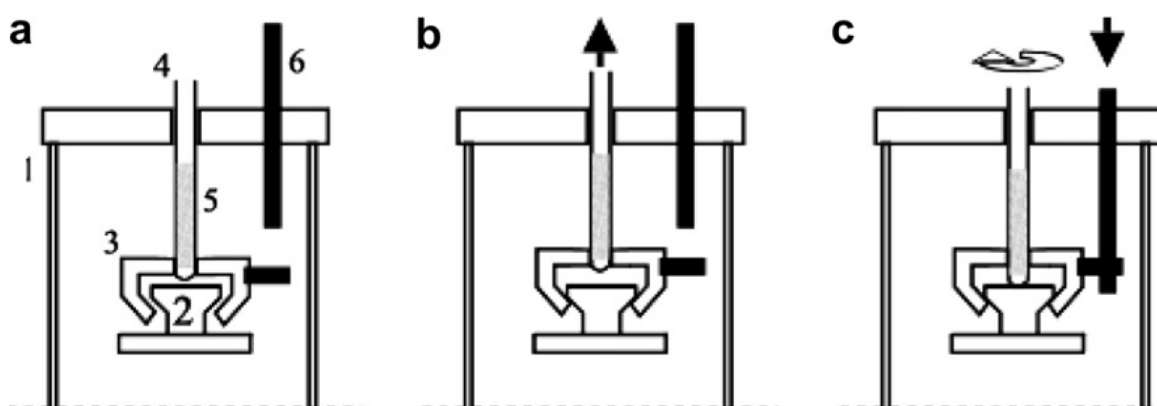


Figura 95. (a) I diversi componenti utilizzati per collegare il tappo superiore per l'ariete di carico: cella triassiale (1), sommità del cappuccio del campione (2), tappo di connessione (3), carico assiale del pistone (4), filo (5), barra rigida (6). (b) La fase di collegamento 1 comporta il contatto tra (2) e (3). (c) La fase di connessione 2 coinvolge spingendo verso il basso (6) poi avvitando (4) fino al contatto con (2), mentre (3) è mantenuto in posizione fissa a causa del contatto con (6)

Conclusioni

L'analisi delle prove triassiali di compressione e di estensione su campioni di sabbia non rinforzati e rinforzati con fibre, ha rivelato una serie di punti di interesse:

- Nel tentativo di comprendere il comportamento osservato in tutte le prove triassiali è importante tenere conto dell'effettivo orientamento sub-orizzontale delle fibre in quanto generato dal processo di fabbricazione. I risultati dei test drenati indicano chiaramente che il contributo all'aumento della forza dovuta alla presenza di fibre è altamente anisotropa. La consapevolezza qualitativa di questo orientamento reale è necessario per apprezzare la differenza nella risposta in compressione ed estensione.
- Sebbene la risposta allo sforzo-deformazione in estensione non è molto influenzata dalla presenza delle fibre sub-orizzontali (la risposta alla forza è piuttosto dominata dalla matrice di sabbia), il comportamento volumetrico sia che sia caricato a compressione che ad estensione è significativamente influenzato anche dal rapporto dei vuoti che non cambia significativamente quando le fibre vengono aggiunte (si veda la tabella 14).

Questi risultati indicano chiaramente che la risposta volumetrica del composito può essere una conseguenza di una densificazione apparente della matrice sabbia derivante dalla presenza delle fibre nei vuoti: le fibre sembrano rubare alcuni dei vuoti della sabbia. Questa teoria è supportata dai risultati di un modello costitutivo proposto da Diambra nel 2008.

- La presenza di fibre influisce chiaramente sul comportamento non drenato a compressione e in estensione e converte una risposta di rammollimento allo sforzo (tipico di una sabbia sciolta rinforzata) con una risposta di incrudimento allo sforzo. Statico o monotono il carico di liquefazione sembra essere impedito per entrambe le condizioni di carico, ma è necessaria una maggiore concentrazione delle fibre per la prevenzione alla liquefazione durante l'estensione. La normalizzazione dei percorsi di tensionali con la sollecitazione media effettiva alla fine del consolidamento presenta un percorso comune volto allo stato caratteristico che viene raggiunto indipendentemente dalla concentrazione di fibre. Gli angoli di attrito mobilitati, provenienti dai picchi dei percorsi di sollecitazione a grandi deformazioni, sono molto diversi a compressione ed ad estensione e questa è una conseguenza della natura anisotropa nella distribuzione nell'orientamento delle fibre. L'angolo di attrito dei campioni rinforzati mobilitato dallo stato caratteristico, appare indipendente dal contenuto di fibre e dalle condizioni iniziali di pressione e di consolidamento utilizzate in questo studio, nonché dalle condizioni di carico (compressione o estensione).
- Mentre la liquefazione intera al campione è possibile per campioni non rinforzati e rinforzati applicando una inversione dello sforzo (che implica un'improvvisa rotazione di 90° degli assi principali di deformazione) alla fine del caricamento monotono, sembra che la presenza di fibre possa limitare o addirittura impedire il verificarsi della diffusione laterale del terreno come normalmente osservato nei campioni non rinforzati.
- Gli sviluppi analitici sulla base del contributo a trazione delle fibre e l'aspetto chiave della distribuzione dell'orientamento delle fibre hanno dimostrato che è possibile convertire le sollecitazioni agenti sul composito, che sono le tensioni misurate direttamente negli esperimenti, le sollecitazioni agenti sulla sabbia componente il composito. Una volta che il contributo delle fibre è stato assorbito dalle sollecitazioni composite, i dati sperimentali per tutte le prove sotto grandi sforzi di taglio, collassano su una linea unica che corrisponde molto da vicino allo stato di mobilitazione costante o allo stato critico dell'angolo di attrito della sabbia in esame. Le sollecitazioni agenti sulla matrice sabbia possono essere controllate in modo usuale cercando caratteristiche comportamentali come le formazioni di stati critici o le limitanti linee di compressione.

1.13. Pradhan, Kar & Naik - Effect of Random Inclusion of Polypropylene Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil

Introduzione

Costruzione di edifici, di strade e di altre opere di ingegneria civile su suoli deboli o molli, è molto rischioso perché tali terreni sono suscettibili di cedimenti differenziali a causa della loro scarsa resistenza a taglio e ad alta compressibilità. Quindi, vi è la necessità di migliorare alcune proprietà come la portanza, la resistenza a taglio (c ed φ) e il CBR del sottofondo del suolo. Nei paesi tropicali come l'India, il suolo (materiale coesivo) è troppo abbondante per essere ignorato. Inoltre, in termini di costo, l'uso di materiali disponibili localmente si traduce nella riduzione dei costi di costruzione. Tuttavia, il meccanismo di interazione del terreno rinforzato residuo e la mobilitazione della deformazione di trazione nei compositi rinforzati non sono ancora ben compresi a causa dello studio limitato. A seguito del crescente interesse di utilizzare terreni argillosi in strutture con terra rinforzata, la ricerca sul tema del comportamento del rinforzo coesivo del terreno d'interfaccia è stato intensificato da Athanasopoulos nel 1996. Per le ragioni di cui sopra, vi è la necessità di un'indagine approfondita delle proprietà di terreno coesivo, localmente rinforzato con fibre sintetiche, in polipropilene. Pertanto, gli autori sono fortemente motivati a studiare le caratteristiche della resistenza c - φ del terreno fibrorinforzato con una distribuzione casuale utilizzando fibre di polipropilene come rinforzo, in proporzioni diverse.

Materiali

Il campione di terreno è stato raccolto a livello locale nella città di Sambalpur vicino all'India. I grumi di suolo sono stati rotti in piccoli pezzi e vagliati attraverso un setaccio di dimensioni 4,75mm per renderlo privo di radici, di ciottoli, di ghiaia, ecc. Il terreno è stato vagliato per avere una massa omogenea contenente sabbia di argilla. Il suolo è stato classificato come CL secondo il sistema unificato di classificazione del suolo. I limiti liquido e plastico del suolo sono risultati essere 50 e 21, rispettivamente. La distribuzione della curva delle dimensioni dei grani indica che il suolo è composto dal 33% da sabbia fine, dal 28% da limo e dal 39% da argilla. Il terreno ha una densità secca massima di $1,8 \text{ Mg/m}^3$ con una umidità ottimale (OMC) del 11%.

Le fibre di polipropilene sono state ottenute dal mercato locale e utilizzate come rinforzo. Le fibre sono state tagliate in piccoli pezzi da 15, 20 e 25mm di lunghezza media. Così, sono stati utilizzati tre rapporti di aspetto ($L/D=75, 100$ e 125) nello studio.

Metodi di prova

Nella presente inchiesta si è cercato di studiare gli effetti di inserimento delle fibre in

polipropilene (con un rapporto di aspetto $L/D=75, 100$ e 125), sulla forza $c-\phi$ del suolo localmente disponibile compattato alla densità massima della serie Proctor. Per quantificare l'aumento della forza sia di picco che residua, dovuta all'inclusione di fibre, sono state condotte una serie di prove a taglio diretto utilizzando terreno non rinforzato e rinforzato con tre diverse sollecitazioni normali σ_n ovvero $100, 200$ e 300kPa . Per il terreno rinforzato, il contenuto di fibre è stato variato da $0,1$ a $0,5\%$, con un incremento dello $0,1\%$. Così, sono state condotte un totale di 48 prove a taglio diretto. Il miglioramento della resistenza è stato studiato anche per un numero di 19 prove a compressione monoassiale e 31 prove CBR per i tre rapporti d'aspetto. Il contenuto di fibre è stato variato dallo $0,1\%$ allo $0,6\%$ e dallo $0,1\%$ al $1,0\%$ con un incremento di $0,1\%$ per le prove di compressione monoassiale e per le prove CBR rispettivamente.

Preparazione del campione

Le fibre sono state tagliate con una lunghezza media di $15, 20$ e 25mm e, quindi, nell'indagine sono state considerate tre proporzioni diverse di fibre. Il suolo essiccato in forno è stato macinato e setacciato attraverso un setaccio da 2mm . Le fibre sono state aggiunte a questo suolo in differenti percentuali variabili dallo 0 al 1% . Le fibre da aggiungere al terreno sono state considerate come una parte della frazione di solido nella matrice vuoti-solido del suolo. Il contenuto del rinforzo in fibre q viene qui definito come $q = W_f/W$, dove W_f è il peso delle fibre e W è il peso del suolo essiccato in forno. La miscelazione del terreno è stata molto difficile andando oltre $\rho = 1\%$, anche per la formazione di grumi. Questo ha causato anche delle sacche a bassa densità. Così, si è deciso di smettere con il contenuto di fibre al 1% . I campioni di terreno sono stati preparati miscelando a secco il suolo inizialmente essiccato in forno con la corrispondente quantità di fibre (secondo la percentuale in peso di suolo essiccato in forno). Quindi è stata aggiunta la quantità ottimale di acqua, ottenuta dai test standard di compattazione Proctor e miscelata nuovamente finché l'acqua è stata diffusa in tutta la terra. La miscelazione a secco e ad umido di suolo-fibre-acqua è stata effettuata in un vassoio non poroso in metallo, al fine di evitare la perdita di acqua. Il suolo, le fibre e l'acqua sono stati miscelati manualmente per un tempo sufficiente ed adeguato ad ottenere un composto omogeneo. Il terreno miscelato con fibre ed acqua è stato mantenuto in sacchi di polietilene chiusi per 24 ore in laboratorio, a temperatura ambiente ($27\pm 2^\circ\text{C}$) per la miscelazione uniforme del terreno con l'acqua. La miscela così ottenuta è stata utilizzata per la preparazione dei provini sottoposti a taglio diretto, alla compressione non confinata e alla prova CBR. Le suddette prove sono state condotte su campioni di suolo sia non rinforzati che rinforzati,

per fare il confronto tra la forza del suolo non rinforzato con quello rinforzato variando il contenuto di fibre e le proporzioni delle stesse.

Prova a taglio diretto

Lo studio sperimentale comprende l'esecuzione di una serie di prove a taglio diretto. Il terreno con un mix di fibre è stato compattato nella scatola di taglio di 60x60mm in piano e 25mm di profondità con una pressatura Proctor standard alla massima densità, per ottenere i campioni per le prove a taglio diretto. I campioni sono stati preparati con un $\rho = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4$ e $0,5\%$ per tutti e tre i rapporti di aspetto. Sono stati preparati tre campioni per ciascun test. I campioni sono stati testati per sforzi normali di 100, 200 e 300kPa in condizioni non drenate e non consolidate come da specifiche Indian Standard IS 2720 parte 13, del 1986. Nei test, la velocità di carico è stata di 0,002mm/s. Le sollecitazioni a taglio sono state registrate come funzione dello spostamento orizzontale fino ad una cilindrata totale di 15mm per osservare il comportamento a post-rottura. Le letture comprovanti l'anello comparatore sono state osservate a intervalli fissi di letture orizzontali comparate allo studio del comportamento sforzo-spostamento sia per il suolo non rinforzato sia per quello rinforzato. Sono stati studiati i parametri della resistenza a taglio.

È da notare che la scelta di un piccolo apparato come la scatola a taglio diretto, comporta alcuni problemi inerenti lo studio sperimentale. Questo limita la quantità di inclusione delle fibre. Altri problemi, come il piano di imposta di rottura a taglio, lo stato di stress ambiguo e l'effetto finale delle piccole dimensioni del campione fibrorinforzato, lo rendono difficile da modellare per ottenere un comportamento realistico del terreno. Nonostante questi limiti, il dispositivo a taglio diretto è stato ampiamente utilizzato per diversi progetti di ricerca teorica e pratica nella maggior parte dei laboratori di tutto il mondo grazie alla sua semplicità ed altri vantaggi. Il dispositivo è stato impiegato anche in alcune ricerche simili a questo studio per evidenziare la complessità del comportamento del terreno fibrorinforzato (si veda lo studio di Gray & Ohashi del 1983).

Prova di compressione monoassiale

Il terreno costituito da un mix di fibre è stato compattato in uno stampo cilindrico di 50mm di diametro e alto 100mm, alla massima densità Proctor Standard. Poi il campione è stato estratto per la prova di compressione monoassiale. I campioni sono stati preparati con una $\rho = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5$ e $0,6\%$ per tutti i tre i rapporti di aspetto. Le prove di compressione monoassiale sono state condotte su entrambi i campioni non rinforzati e rinforzati ad una velocità di deformazione costante di 0,125mm/min come dalle Specifiche Indian Standard IS 2720 parte 10, del 1991. Sono stati testati tre campioni per ogni combinazione di variabili.

La risposta allo sforzo-deformazione trovata, da cui la resistenza alla compressione monoassiale è stata studiata rispetto alla variazione del contenuto di fibre, per tutti i tre rapporti di aspetto.

Test CBR

Le prove della California Bearing Ratio (indicata anche con la sigla CBR) sono state condotte per esaminare gli effetti delle fibre di polipropilene, sulla resistenza finale del suolo fibrorinforzato. I campioni della CBR sono stati preparati in uno stampo cilindrico di 150mm di diametro e 175mm di altezza, compattando la miscela di suolo-fibre alla massima densità Proctor Standard. I campioni sono stati preparati con una $\rho = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9$ e $1,0\%$ per tutti e tre i rapporti di aspetto. Sono stati testati tre campioni per ogni combinazione di variabile. I campioni sono stati immersi in acqua potabile e messi a bagno per 96 ore, prima dei test. Tutte le prove sono state condotte con un tasso di penetrazione di $1,25\text{mm/min}$ finché stata raggiunta una penetrazione di $12,5\text{mm}$. Le curve del carico di penetrazione sono state tracciate ed i valori CBR sono stati calcolati. Le prove CBR imbevute di acqua sono state condotte con campioni di suolo non rinforzato e rinforzato in conformità con le caratteristiche tecniche dell'Indian Standards Specifications IS 2720 parte 16, del 1987.

Risultati e discussioni

- *Prove a taglio diretto*: il comportamento sforzo-spostamento del terreno rinforzato con una variabile di tenore in fibre e lunghezze, frutto di prove a taglio diretto è

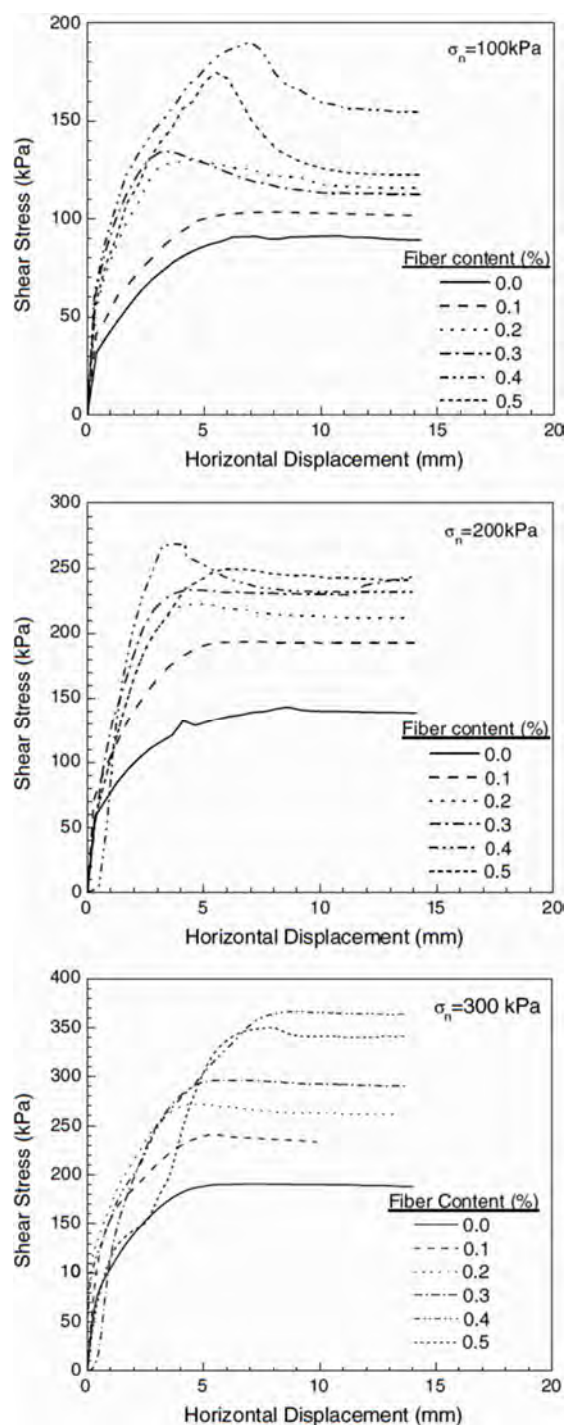


Figura 96. Curve di stress-spostamento per il suolo rinforzato con fibre ricavate dalle prove a taglio diretto ($L/D=75$)

presentato nelle fig. 96, 97 e 98. Da queste figure, si osserva che la forza di picco e quella residua del suolo fibrorinforzato verificano il più alto spostamento orizzontale nella maggioranza dei casi investigati rispetto al suolo non rinforzato.

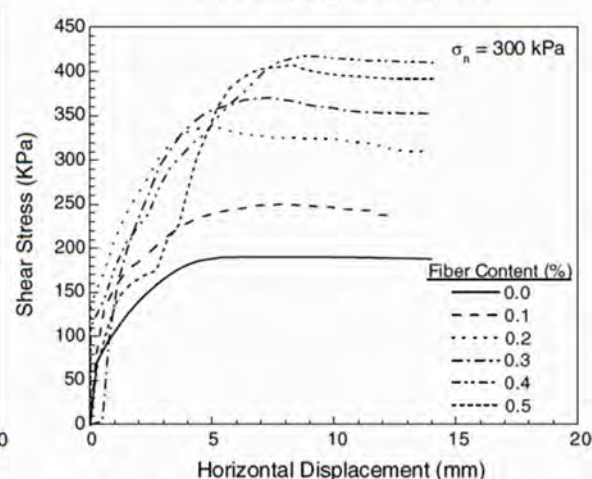
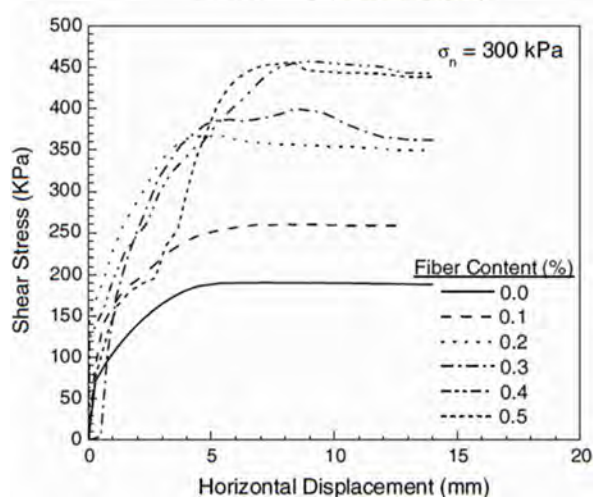
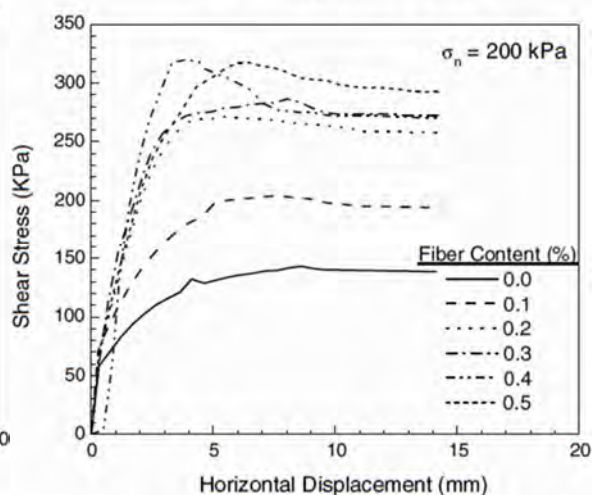
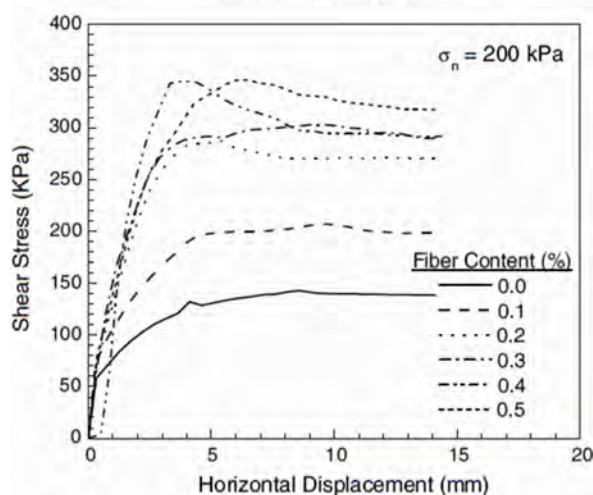
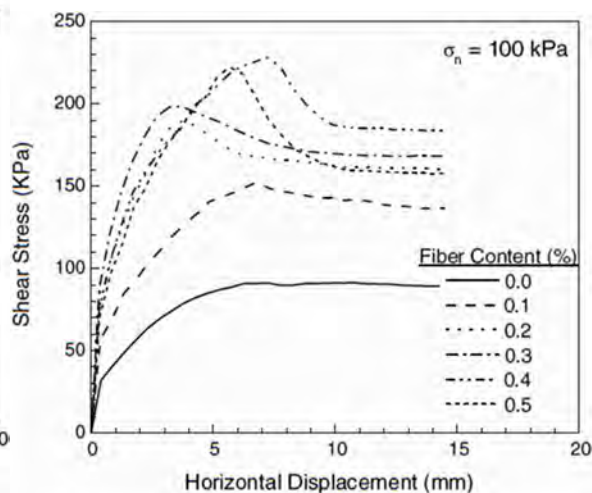
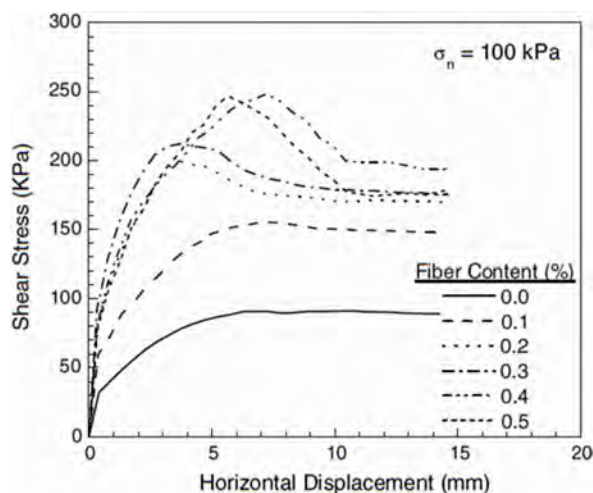


Figura 97. Curve di stress-spostamento per il suolo rinforzato con fibre ricavate dalle prove a taglio diretto ($L/D=100$)

Figura 98. Curve di stress-spostamento per il suolo rinforzato con fibre ricavate dalle prove a taglio diretto ($L/D=125$)

L'osservazione di questi dati indica che, l'aumento della tensione normale sia di picco che la resistenza residua aumenta nella terra rinforzata. Inoltre, queste forze aumentano con l'aumento nel contenuto di fibre fino allo 0,4%, oltre il quale non diminuiscono, indipendentemente dalla lunghezze delle fibre utilizzate nelle indagini. Così, il contenuto di fibre ottimale è risultato essere 0,4%. Con l'inclusione di fibre in polipropilene nel terreno, l'aumento massimo della resistenza di picco viene osservato a bassa tensione normale (100kPa), dove come l'aumento massimo della resistenza residua viene osservata anche l'alta tensione normale (300kPa), per tutta la lunghezza delle fibre considerate nell'inchiesta. Con l'inclusione delle fibre, le sollecitazioni di picco e quella residua a taglio sono aumentate dei fattori 2,0; 2,7; 2,5 e 1,9; 2,3; 2,1 rispettivamente per fibre lunghe 15, 20 e 25mm. Pertanto, l'aumento massimo di forza sia di picco sia di quella residua, avviene per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$).

Lo sviluppo della rottura corrisponde allo sforzo a taglio, sia di picco che residuo, ottenuti dalle prove a taglio diretto sono presentati nelle figg. 99, 100, 101.

I parametri a taglio osservati (c e φ) presentati nelle tabelle 15, 16 e 17 indicano che il terreno rinforzato esibisce un aumento dell'angolo di attrito interno φ e della coesione c all'aumentare del contenuto di fibre, a cui corrisponde un aumento sia della resistenza di punta che di quella residua, fino alla dose ottimale dove diminuiscono o rimangono quasi le stesse, per tutte le lunghezze delle fibre indagate. Questo effetto può essere dovuto all'interazione tra il terreno e le fibre. Nel caso di fibre da 15mm di lunghezza ($L/D=75$), sia l'angolo di attrito interno di picco che quello residuo sono aumentati al massimo di un fattore 1,6 osservato per una quantità di fibre dello 0,4%. La coesione sia di picco che quella residua sono aumentate al massimo dei fattori 2,2 e 1,6 rispettivamente, osservate con un contenuto di fibre dello 0,4%.

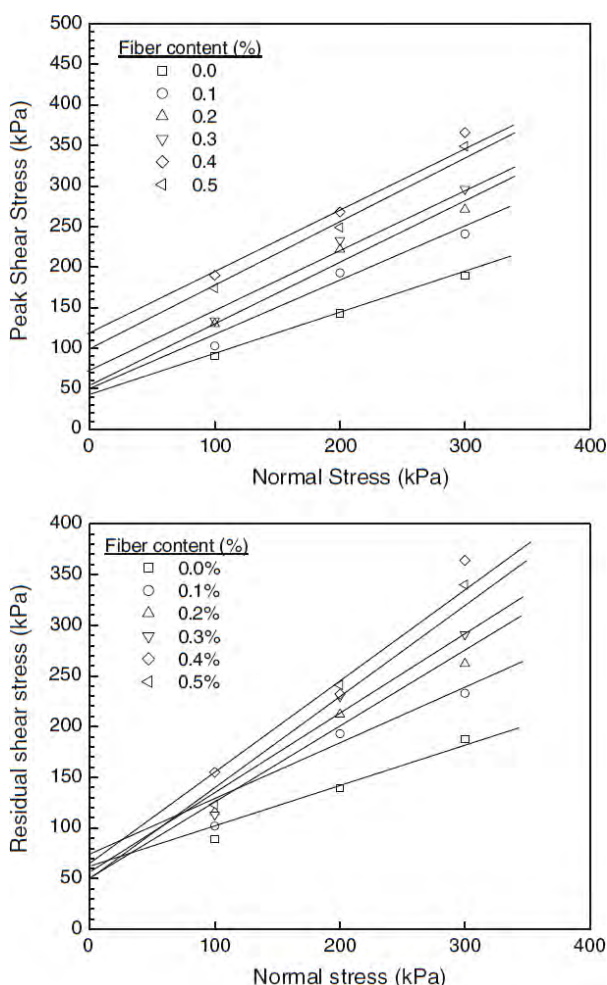


Figura 99. Involuppi di rottura per il terreno rinforzato con fibre ricavati dalle prove a taglio diretto ($L/D=75$)

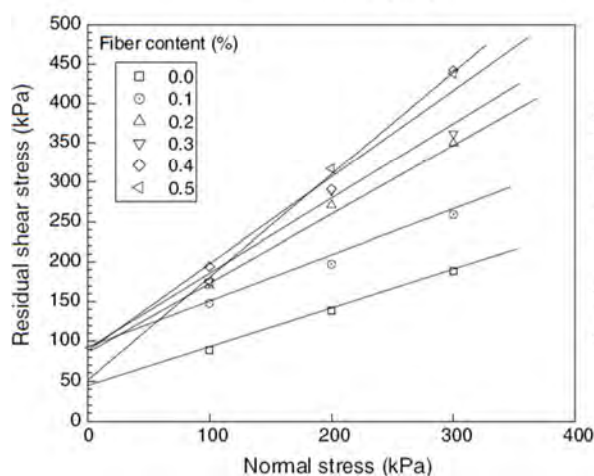
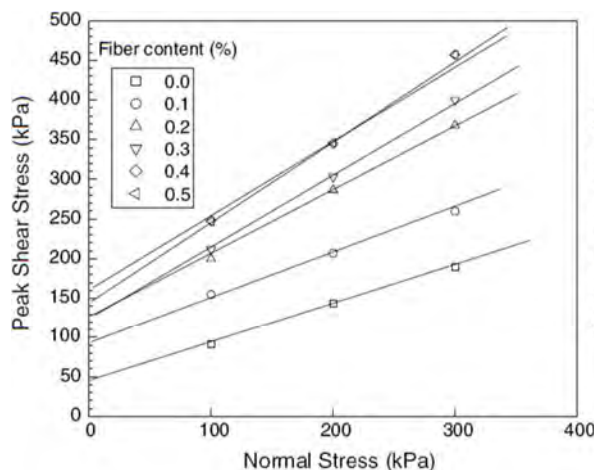


Figura 100. Involuppi di rottura per il terreno rinforzato con fibre ricavati dalle prove a taglio diretto ($L/D=100$)

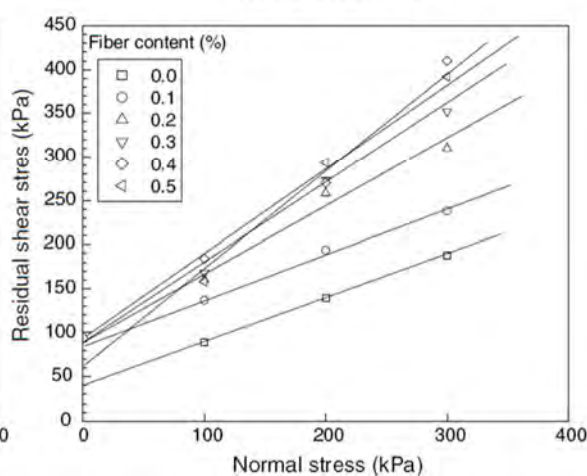
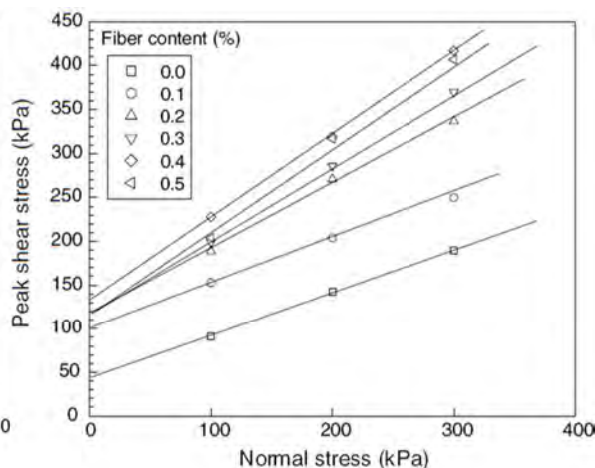


Figura 101. Involuppi di rottura per il terreno rinforzato con fibre ricavati dalle prove a taglio diretto ($L/D=125$)

Per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$), l'angolo di attrito interno sia di picco che quello residuo sono aumentati al massimo dei fattori 1,76 e 1,71, rispettivamente, osservati con un contenuto di fibre dello 0,4%. Inoltre, la coesione di picco e quella residua sono aumentate al massimo dei fattori 3,2 e 2,4 rispettivamente, osservate con un contenuto di fibre dello 0,4%. Per fibre lunghe 25mm ($L/D=125$) l'angolo di attrito interno sia di picco che quello residuo sono aumentati al massimo dei fattori 1,6 e 1,8 rispettivamente, osservati con un contenuto di fibre dello 0,5%. Inoltre, la coesione sia di picco che quella residua sono aumentate al massimo dei fattori 3,0 e 2,5 rispettivamente, osservati con un contenuto di fibre dello 0,4%. Pertanto, l'aumento massimo dei parametri di taglio osservato è per una quantità di fibre dello 0,4%, con fibre di lunghezza pari a 20mm ($L/D=100$).

Tabella 15. Parametri di taglio del terreno rinforzato con fibre ricavati dalle prove a taglio diretto (L/D=75)

Serie n°	Contenuto in fibre [%]	Coesione (c) [kPa]		Angolo di attrito interno (ϕ) [°]	
		di Picco	Residua	di Picco	Residuo
1	0,0	45	40	26	26
2	0,1	50	48	33	34
3	0,2	58	53	39	35
4	0,3	68	54	40	38
5	0,4	100	65	42	42
6	0,5	94	52	39	39

Tabella 16. Parametri di taglio del terreno rinforzato con fibre ricavati dalle prove a taglio diretto (L/D=100)

Serie n°	Contenuto in fibre [%]	Coesione (c) [kPa]		Angolo di attrito interno (ϕ) [°]	
		di Picco	Residua	di Picco	Residuo
1	0,0	45	40	26	26
2	0,1	90	90	30,3	30,1
3	0,2	130	90	38	40,9
4	0,3	130	95	41	44,1
5	0,4	145	96	45,85	44,4
6	0,5	165	50	42	52

- Prove di compressione monoassiale:** i risultati dei test delle prove di compressione monoassiale sono presentati in forma di relazioni tensione-deformazione in fig. 102. I risultati mostrano che l'inclusione del rinforzo aumenta la resistenza a compressione monoassiale q_u e la deformazione a rottura. Si osserva che la deformazione a rottura viene aumentata di un fattore 3,1 rispetto a quella del suolo non rinforzato e si verifica con un tenore di fibre dello 0,5% e aventi una lunghezza di 15mm. La q_u corrispondente al terreno rinforzato è aumentata di un fattore di 2,2. Analogamente, per le fibre di lunghezza 20 e 25mm, i fattori delle deformazioni a rottura sono aumentati fino a 3,4 e 3,3 e la q_u corrispondente fino a fattori di 2,9 e 2,7 rispettivamente, quando confrontati con quelli di un terreno non rinforzato e si verificano con un contenuto di fibre dello 0,5%. Così, la resistenza a compressione monoassiale e la corrispondente deformazione a rottura aumentano per fibre lunghe fino a 20mm (L/D=100) e diminuiscono per le lunghezze successive. Aumentando la lunghezza delle fibre oltre i 20mm si

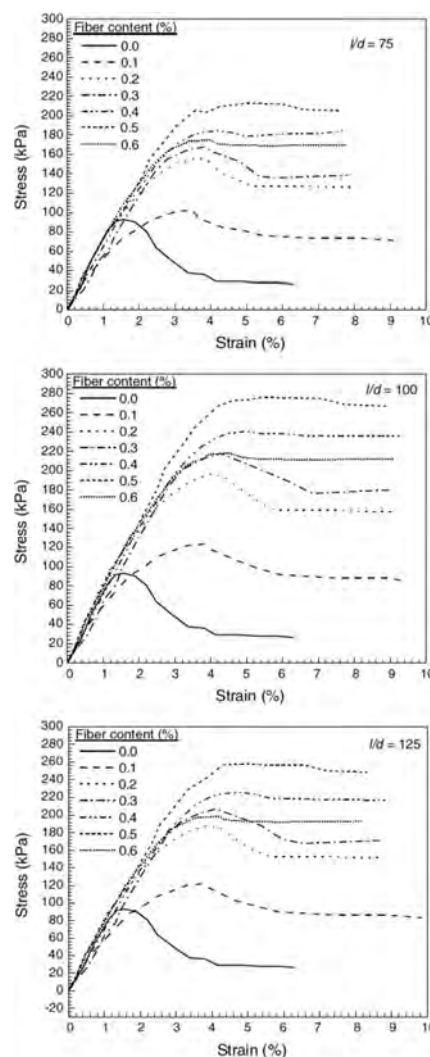


Figura 102. Risposta sforzo-deformazione per terreni rinforzati con fibre ricavata dalle prove di compressione non confinata

riduce l'incastro tra terreno e fibre, che può essere la ragione per la riduzione della deformazione a rottura e la q_u corrispondente. Quindi, il contenuto di fibre ottimale osservato è dello 0,5% nell'intervallo di lunghezza di fibre considerate nello studio. Inoltre, si osserva che con l'inserimento di fibre, la duttilità del terreno rinforzato migliora quando confrontato con il suolo non rinforzato fino ad un contenuto e una lunghezza ottimali delle fibre. Simili osservazioni sono state fatte da Kumar nel 1999, sul rinforzo con fibre nella sabbia limosa e da Maher & Gray nel 1990 su sabbia rinforzata con fibre. Al di sopra del contenuto ottimale di fibre, q_u diminuisce rispetto al suo valore massimo. Ciò può essere dovuto al fatto che con un maggiore contenuto di fibre, la quantità di suolo disponibile per trattenere le fibre è insufficiente per sviluppare un legame efficace tra le fibre e il suolo, provocando un appallottolamento di fibre, povero di miscelazione.

Tabella 17. Parametri di taglio del terreno rinforzato con fibre ricavati dalle prove a taglio diretto ($L/D=125$)

Serie n°	Contenuto in fibre [%]	Coesione (c) [kPa]		Angolo di attrito interno (ϕ) [°]	
		di Picco	Residua	di Picco	Residuo
1	0,0	45	40	26	26
2	0,1	100	85	27,47	27,47
3	0,2	118	92	36,12	37,2
4	0,3	118	92	40	42,1
5	0,4	135	100	42,9	43,97
6	0,5	120	72	43,7	46,85

- **Test CBR:** i risultati delle prove CBR umide sono presentati in fig. 103. I risultati indicano che con l'inclusione di fibre, i valori CBR imbevuti aumentano fino al contenuto di fibre dello 0,8-0,9% per tutti e i tre rapporti di aspetto indagato. I valori CBR sono aumentati dei fattori 2,6, 3,0 e 2,7 per le fibre di lunghezza 15, 20 e 25mm, rispettivamente, in confronto con quelli del terreno non rinforzato. Si osserva inoltre che l'aumento dei valori di CBR aumenta fino alla lunghezza delle fibre da 20mm per poi diminuire. Pertanto, la dose ottimale di fibra è dello 0,8% con una lunghezza di fibre di 20mm ($L/D=100$). Simili osservazioni sono state fatte da

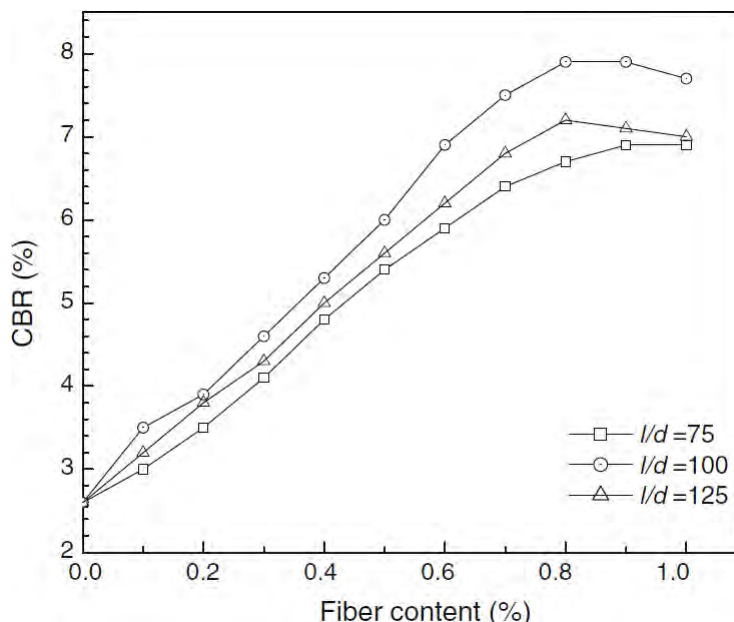


Figura 103. Valori della prova CBR per il suolo rinforzato con fibre con una diversa composizione fibrosa

Kumar et al. (2005) con fibre in polipropilene da rinforzo e ceneri volanti con un contenuto di fibre ottimale dello 0,5%.

Conclusioni

Sulla base delle indagini sperimentali di cui sopra, si sono tratte le seguenti conclusioni:

1. La resistenza a taglio di un suolo aumenta con l'inclusione delle fibre di polipropilene fino allo 0,4%, per tutte le tre lunghezze di fibre considerate nell'inchiesta, oltre il quale diminuisce. Per una lunghezza della fibre di 20mm ($L/D=100$) l'aumento è massimo, se confrontato con il suolo non rinforzato.
2. Entrambi gli angoli di attrito interno (ϕ) e di coesione (c) aumentano all'aumentare del contenuto di fibre, fino alla dose ottimale per tutte e tre le lunghezze delle fibre, per poi diminuire o rimanere quasi gli stesso.
3. Nella maggior parte dei casi, l'aumento massimo dell'angolo sia di picco che residuo, di attrito interno, si è osservato per una quantità di fibre dello 0,4% e con fattori di crescita del 1,76 e 1,71 rispettivamente, per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$). Analogamente, l'aumento massimo di coesione sia picco che residuo viene osservato per una quantità di fibre dello 0,4% ed i fattori di crescita sono del 3,2 e 2,4 rispettivamente, per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$). Pertanto, l'aumento massimo dei parametri a taglio avviene per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$) con un contenuto di fibre dello 0,4%.
4. Gli sforzi a taglio di picco e residuo per il suolo fibrorinforzato sono aumentati dei fattori 2,0; 2,7; 2,5 e 1,9; 2,3; 2,1 rispettivamente, nelle proporzioni di fibre di 75, 100 e 125. Pertanto, l'aumento massimo dei punti di forza sia di picco che residua avviene per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$) con un contenuto di fibre dello 0,4%.
5. Con l'inclusione delle fibre di polipropilene, la forza di compressione non-confinata e la deformazione corrispondente alla rottura aumentano fino ad una lunghezza ottimale delle fibre per poi diminuire. Il contenuto di fibre ottimale osservato è dello 0,5% per tutte e tre le lunghezze delle fibre esaminate e q_u , la tensione di rottura, aumenta al massimo dei fattori 2,9 e 3,4, rispettivamente, rispetto al suolo non armato, verificatosi per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$). Pertanto, l'inclusione delle fibre rende il terreno più duttile.
6. Rispetto al suolo non rinforzato, il valore delle fibre impegnato nei campioni CBR rinforzati è aumentato al massimo di un fattore 3,0 per fibre lunghe 20mm ($L/D=100$) con un contenuto di fibre ottimale dello 0,8%.

1.14. Zaimoglu & Yetimoglu - Strength Behavior of Fine Grained Soil Reinforced with Randomly Distributed Polypropylene Fibers

Introduzione

Questo studio sperimentale è stato eseguito per valutare l'effetto del rinforzo di fibre in polipropilene sul comportamento della forza in un terreno a grana fine rinforzato con fibre. Sono state effettuate una serie di prove di compressione non confinata, di prove a taglio diretto e la CBR test sul rapporto dei cuscinetti. Nelle prove, è stato preso come parametro il contenuto di fibre. I risultati ottenuti dai test sono stati confrontati con quelli dei terreni non rinforzati e discussi.

Studio sperimentale

Il terreno utilizzato in questo studio è stato ottenuto da un naturale deposito di suolo a grana fine in provincia di Erzurum, Turchia. Per le prove, il terreno è stato lavato attraverso un setaccio 0,076mm e asciugato in un forno a circa $105 \pm 5^\circ\text{C}$ per 24h. Il terreno è stato classificato come limo a elevata plasticità (MH) in conformità con il sistema di Classificazione Unified del suolo (USCS). Alcune proprietà meccaniche del suolo sono riportate in tabella 1. Sono state usate le fibre di polipropilene disponibili in commercio nelle prove discrete. Alcune proprietà di indice e meccaniche delle fibre di polipropilene fornite dal costruttore sono riportate in tabella 2.

Tabella 18. Alcune proprietà ingegneristiche del suolo

Limite liquido, w_L (%)	66
Limite di plastica, w_P (%)	35
Indice di plasticità, PI (%)	31
Peso specifico, G_s	2,5
Massima unità di peso secco ^a , γ_{dmax} (kN/m ³)	15,4
Contenuto di acqua ottimale ^a , w_{opt} (%)	22
Conduttività elettrica (mmhos/cm)	3,3
pH	6,9
Dispersione	1-2

^a Ottenuto dal test Proctor Standard

Tabella 19. Indice e le proprietà meccaniche del rinforzo in fibra

Diametro nominale (mm)	0,050
Lunghezza (mm)	12
Peso specifico (kN/m ³)	9,1
Resistenza a trazione (N/mm ²)	320 - 400
Modulo elastico (N/mm ²)	4,000
Superficie specifica (m ² /g)	0,2 - 0,3

Le fibre da aggiungere al terreno sono state considerate come una parte della frazione del solido nella matrice vuoto-solido del suolo. Il contenuto di fibre di polipropilene (ρ) scelta è di 0,25; 0,50; 0,75 e 1% in peso secco totale dei campioni rinforzati. Le fibre indicate sono state pesate secondo il contenuto di rinforzo prescritto e mescolate nel suolo già idratato con il contenuto di acqua ottimale per il suolo rinforzato (22%) secondo la procedura standard di prova compattazione (ASTM D 698). Le fibre vengono aggiunte al terreno con piccoli incrementi finché tutte le fibre sono state effettivamente distribuite all'interno del

suolo. Le fibre sono state aggiunte accuratamente e mescolate a mano per ottenere un impasto abbastanza uniforme.

Non è solo l'omogeneità nella distribuzione delle fibre nello spazio, ma anche l'orientamento che svolge un ruolo importante nel processo di rinforzo. Quindi, molta attenzione è stata richiesta per ottenere una distribuzione ragionevolmente uniforme delle fibre. La miscelazione delle fibre nel terreno aumenta di difficoltà con l'aumento del contenuto di fibre da rinforzo. Tuttavia, le miscele suolo/fibre appaiono accettabilmente uniformi con i contenuti di rinforzo valutati.

Le prove di resistenza a compressione non confinata sono state eseguite in conformità con l'ASTM D 2166. Le prove sono state effettuate su campioni che avevano un diametro di 38mm e un'altezza di 76mm. I campioni sono stati conservati in un ambiente umido con una umidità relativa media del 70% e ad una temperatura di 21°C prima del test. Le caratteristiche sforzo-deformazione-resistenza dei campioni rinforzati e non rinforzati sono state determinate usando una deformazione controllata nella macchina di prova compressione con un carico di 0,8mm/min.

Le prove a taglio diretto sono state eseguite in conformità con l'ASTM D 3080. È stata utilizzata nelle prove una scatola a taglio di 60mmx60mm in piano e 25mm di profondità. Le prove sono state eseguite con sollecitazioni verticali normali di $\sigma_n = 50, 100$ e 200 kN/m^2 per definire completamente i parametri di resistenza a taglio [cioè, l'angolo di resistenza a taglio ϕ e la coesione intercettata c]. La velocità di caricamento è di 0,002mm/s nei test. I dati sono stati corretti per la compensazione della riduzione dell'area. Le sollecitazioni di taglio sono state registrate come funzione di spostamento orizzontale fino al valore massimo consentito dalla macchina di prova.

Per le prove CBR, tutti i campioni sono stati compattati in uno stampo Proctor modificato con un diametro interno di 152,4mm e un'altezza di 177,8mm per seguire la procedura riportata in ASTM D 1557. Tutta la compattazione è stata eseguita con 5 alzate approssimativamente uguali utilizzando un martello a manico. Un ulteriore peso da 4,54kg è stato posto sul campione di terreno compattato nello stampo. Poi, lo stampo e il peso sono stati immersi in acqua, con il libero accesso dell'acqua nella parte superiore e inferiore del provino. Misurazioni iniziali sono state prese per il rigonfiamento e il campione è stato lasciato a bagno per 96h. Alla fine delle 96h, le misurazioni finali sono state prese e il rigonfiamento è stato calcolato come percentuale dell'altezza iniziale del provino. Per misurare la quantità di rigonfiamento durante l'ammollo, è stato usato un calibro a quadrante con una sensibilità di 1/100mm, sostenuto da un treppiede in metallo.

Seguendo la procedura per il rigonfiamento, le prove CBR sono state effettuate sugli stessi

campioni ASTM D 1883. Una macchina di caricamento automatico, equipaggiata con una testa mobile, con una velocità uniforme di carico di 1,27mm/min e un carico calibrato indicato sul dispositivo è stato usato sul campione per forzare il pistone di penetrazione avente un diametro di 50mm nel campione. I carichi sono stati accuratamente registrati in funzione della penetrazione fino a che è stato raggiunto lo stato finale del cuscinetto.

Per garantire la ripetibilità dei risultati di prova, la maggior parte delle compressioni non confinate, le prove a taglio diretto e quelle CBR sono state ripetute fino a tre volte. In generale, i risultati dei test sono stati quasi identici e i valori medi sono stati utilizzati nella valutazione dei risultati.

Risultati e discussione

Le curve assiali sforzo-deformazione ottenute dalle prove di compressione non confinata sono riportate in fig. 104. La deformazione assiale è stata calcolata come il rapporto tra la variazione della lunghezza del campione letto dall'indicatore di deformazione (cioè Δl) e la lunghezza

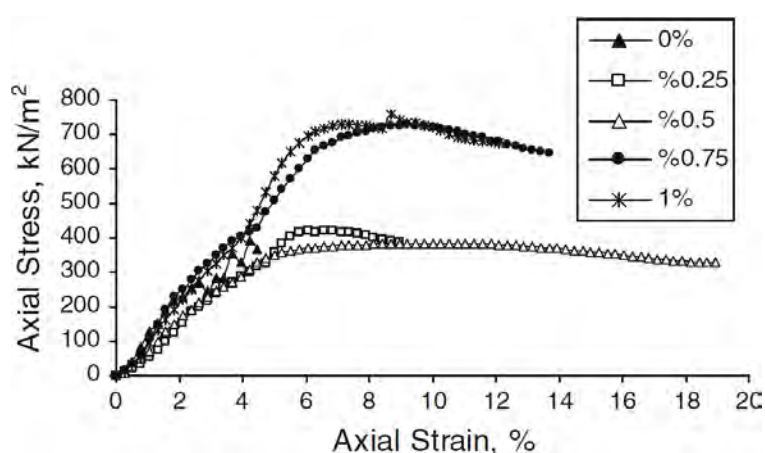


Figura 104. Curve sforzo-deformazione ottenute dalle prove di compressione non confinate

iniziale del campione (cioè, l_0) per un dato carico applicato in conformità con l'ASTM D 2166. I risultati delle prove di compressione non confinata suggeriscono che le fibre di rinforzo possono modificare il comportamento fragile rendendolo un po' più duttile. In altre parole, i campioni testati con rinforzi in fibre, mostrano generalmente una minore perdita di forza di post-picco. Si può anche vedere che con una distribuzione casuale delle fibre,

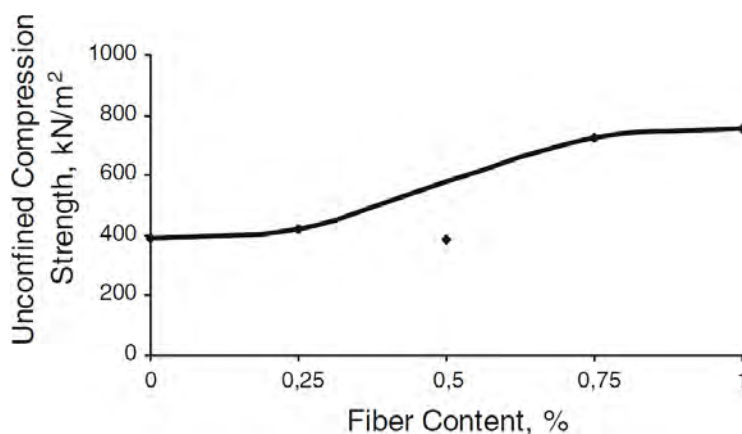


Figura 105. Effetto del contenuto di fibre sulla resistenza a compressione non confinata

aumenta significativamente la forza di picco a compressione. Tuttavia, la rigidità iniziale del suolo (cioè, il modulo tangente alle curve sforzo-deformazione) non sembra essere influenzato dall'aggiunta di fibre. La fig. 105 mostra la variazione della resistenza a compressione non confinata (UCS) con un

contenuto di fibre in polipropilene. La forza a compressione non confinata tende ad aumentare con l'aumento del contenuto di fibre. Tuttavia, il tasso di aumento della forza di compressione non confinata, non è significativo per un tenore di fibre superiore allo 0,75%. Rispetto al campione non rinforzato, il valore UCS del campione rinforzato con un contenuto di fibre in polipropilene dello 0,75%, è aumentato di circa l'85% (vale a dire, da 392 a 727kN/m²). L'aumento della forza a compressione può essere dovuto all'effetto ponte delle fibre che possono efficacemente impedire un'ulteriore sviluppo dei piani di rottura e di deformazione del suolo.

Le fotografie dei campioni di suolo fibrorinforzati e di quelle del suolo non rinforzato, dopo le prove di compressione non confinata, sono mostrate in fig. 103. La forma dei campioni dopo i test potrebbero essere indicative di un rigonfiamento (cioè, di una deformazione localizzata) dovuto alla modalità di rottura (fig. 106(a)). L'effetto ponte delle fibre può essere visto anche in fig. 106(b).

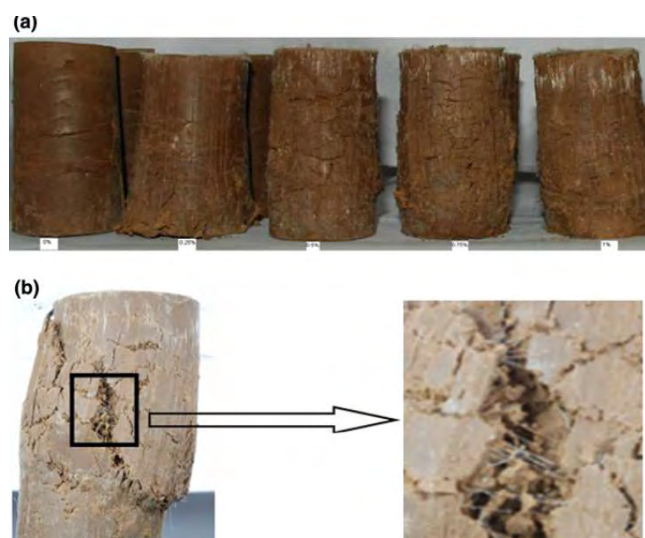


Figura 106. Fotografie di campioni di terreno rinforzati con fibre, dopo le prove di compressione non confinata: (a) modalità di rottura sporgente, (b) effetto ponte delle fibre

Analogamente, Maher & Ho nel 1994, hanno studiato l'influenza dei diversi tipi di fibre (polipropilene, vetro e pasta di legno dolce) sulla forza di coesione eseguendo una serie di prove a compressione non confinata. Hanno trovato che l'inclusione di fibre aumenta la forza di compressione non confinata.

Le curve tra lo stress da taglio e gli spostamenti orizzontali, ottenute dalle prove della scatola a taglio verticale per una tensione normale di 50, 100 e 200kN/m² per i campioni di terreno rinforzato con contenuto di fibre variabile tra lo 0,25% e l'1% sono mostrate nelle figg. 107, 108 e 109 insieme a quelle per il campione non rinforzato. Va notato che le prove a taglio diretto non consentono la produzione di qualsiasi deformazione del modulo elastico a causa dei loro problemi inerenti. Tuttavia, alcuni ricercatori hanno utilizzato la rigidità

iniziale delle curve di stress a taglio e gli spostamenti orizzontali come parametro della forza, nell'interpretazione dei risultati dei test per sabbie fibrorinforzate (si veda gli studi di Yetimoglu & Salbas del 2003). Va inoltre osservato che i grafici tra la tensione a taglio e gli spostamenti orizzontali risultati delle prove a taglio diretto non indicano un'unica tendenza all'aumento del contenuto di fibre. Anche se i risultati hanno dato grafici con curve dissimili, molta cura è stata spesa per trarre delle conclusioni ragionevoli. Si può vedere dalla fig. 104 che le fibre di polipropilene aumentano leggermente la rigidità iniziale (cioè la pendenza iniziale della curva tra la sollecitazione a taglio e lo spostamento orizzontale) alla tensione normale di 50kN/m^2 (cioè per $\sigma_n=50\text{kN/m}^2$). Tuttavia, le figg. 105 e 106 mostrano che la rigidità iniziale rimane praticamente la stessa alle sollecitazioni normali di 100 e 200kN/m^2 (cioè per $\sigma_n=100$ e 200kN/m^2) per il suolo armato e non armato. Si può anche dire che i campioni rinforzati in genere mostrano un comportamento più duttile del suolo non armato.

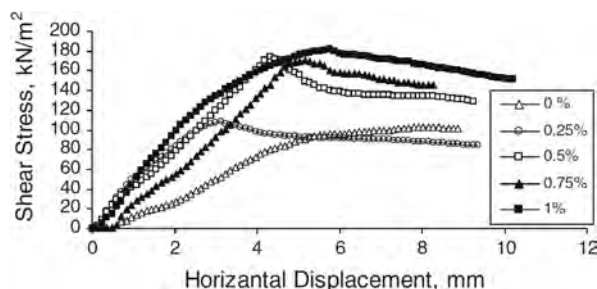


Figura 107. Curve sforzo di taglio-spostamento orizzontale, per uno sforzo normale verticale di 50kN/m^2

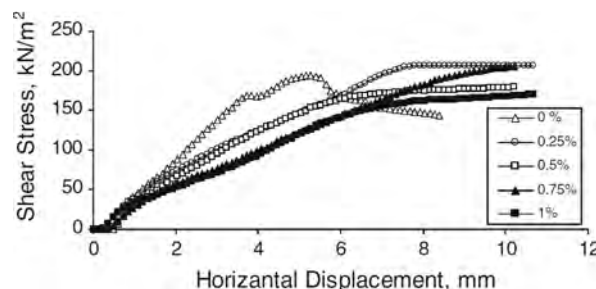


Figura 108. Curve sforzo di taglio-spostamento orizzontale, per uno sforzo normale verticale di 100kN/m^2

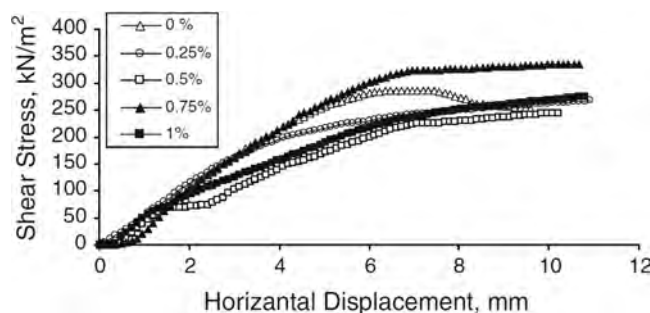


Figura 109. Curve sforzo di taglio-spostamento orizzontale, per uno sforzo normale verticale di 200kN/m^2

Il rapporto tra le sollecitazioni a taglio e le sollecitazioni normali è rappresentato in fig. 110 al variare della quantità del contenuto in fibre. Si è visto che gli sviluppi a rottura non sono in forma bilineare per ogni contenuto di fibre. Le variazioni dell'angolo di resistenza a taglio e della coesione intercettata, a diverso contenuto di fibre, sono riportate nelle figg. 111 e 112, rispettivamente. Va inoltre notato che anche se l'angolo di resistenza a taglio e la coesione intercettata variano con il contenuto in fibre, non si nota nessuna tendenza, invece si è speso molto più sforzo per fare dei commenti razionali. L'angolo di resistenza a taglio e i valori della coesione sono stati calcolati utilizzando sforzi a taglio di picco, quando le

curve di sollecitazioni a taglio e gli spostamenti orizzontali imitavano un comportamento fragile. D'altra parte, le sollecitazioni a taglio residue, sono state usate quando le curve delle sollecitazioni a taglio e gli spostamenti orizzontali sembravano avere un comportamento duttile. Si è visto che la coesione intercettata per campioni fibrorinforzati aumenta con l'aumentare del contenuto in fibre fino ad un valore di circa lo 0,75%. Oltre questa quantità di contenuto in fibre, i risultati dei test indicano che c'è stato un leggero aumento della coesione intercettata. Si può dire che le fibre distribuite casualmente fungono da rete spaziale tridimensionale, da interblocco per grani del suolo, aiutando i grani a formare una matrice unitaria coerente e a limitare eventuali spostamenti. Quindi, la coesione del terreno è stata migliorata (si veda l'articolo di Tang del 2007). D'altra parte, l'angolo della resistenza a taglio non cambia sensibilmente, se la quantità di fibre viene aumentata. Questo può essere attribuito al fatto che le inclusioni delle singole fibre non hanno avuto alcun effetto rilevante sulla microstruttura del suolo (si veda l'articolo di Tang del 2007).

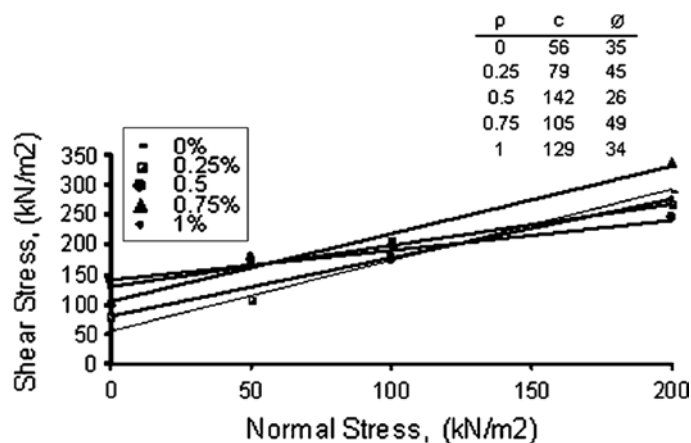


Figura 110. Variazione delle sollecitazioni di taglio sotto sforzo normale, per ogni contenuto in fibre

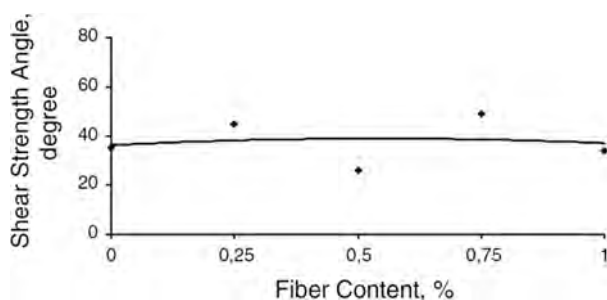


Figura 111. Variazione dell'angolo di resistenza a taglio, al variare del contenuto in fibre

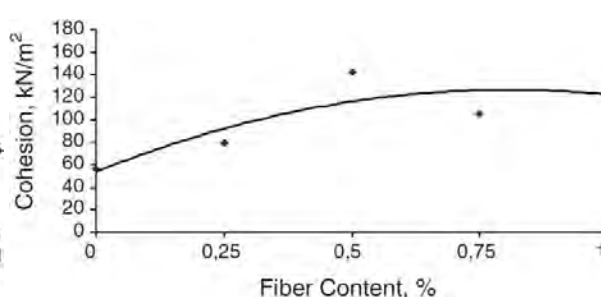


Figura 112. Variazione della coesione, al variare del contenuto di fibre

Le curve di carico-penetrazione ottenute dalle prove CBR per campioni non rinforzati e rinforzati sono mostrate nella fig. 113. Si è visto che lo stress sul pistone aumenta proporzionalmente con la penetrazione, per tutti i contenuti in fibre. In altre parole, le curve di carico-penetrazione assomigliano al comportamento duttile, non mostrando alcun carico di punta sul pistone. Inoltre, una variazione tipica della prova CBR con il contenuto di fibre

si può vedere dalla fig. 114. Si può vedere che il valore della CBR aumenta significativamente con l'aumento del contenuto di fibre fino circa allo 0,75% e rimane più o meno costante successivamente. L'aumento massimo della CBR è stato trovato circa all'80% (vale a dire, dal ~14% per il suolo non rinforzato al ~25% per il suolo rinforzato, con un tenore di fibre dello 0,75%). Una conclusione simile a questa, è stata indicata da Nataraj & McManis nel 1997, che hanno indicato che i valori della CBR per i provini in argilla sono stati significativamente migliorati con un rinforzo in fibre.

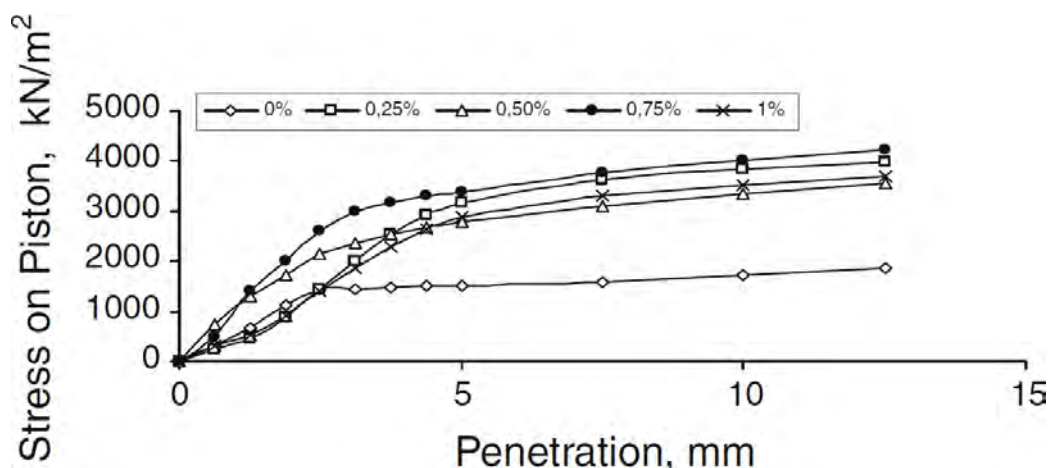


Figura 113. Curve ottenute dalle prove CBR per il carico di penetrazione

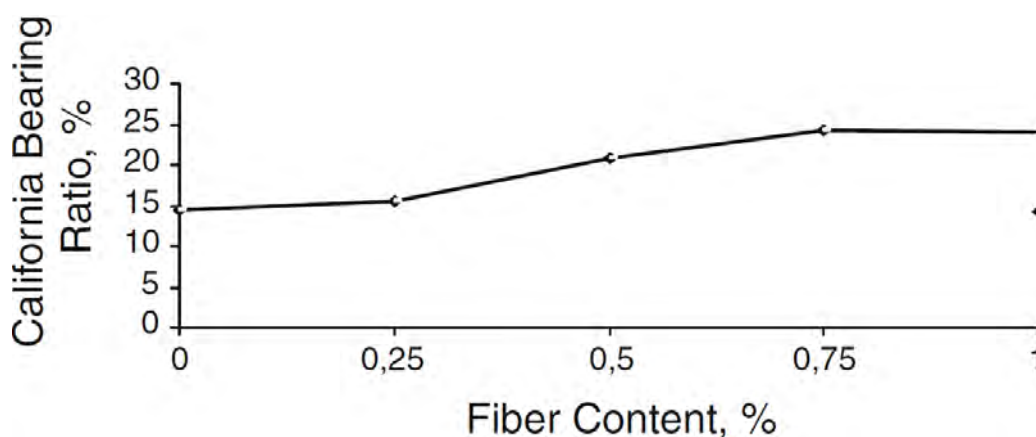


Figura 114. Effetto sulla prova CBR rispetto al contenuto in fibre di polipropilene

Conclusioni

È stato intrapreso uno studio per valutare gli effetti del rinforzo sulla distribuzione in fibre rispetto alla proprietà della resistenza di un terreno a grana fine. Sono stati condotti una serie di prove di compressione non confinate, prove a taglio diretto e test California sul rapporto dei cuscinetti. Nelle prove, il contenuto di fibre è stato scelto come parametro. I risultati di questo studio hanno prodotto le seguenti conclusioni.

La resistenza a compressione non confinata tendeva ad aumentare quando il contenuto di fibre è stato aumentato. Tuttavia, l'aumento della resistenza a compressione non confinata

non è stata significativa per contenuti di fibre maggiori di un determinato valore.

I risultati della prova a taglio diretto mostrano che il valore di coesione del terreno fibrorinforzato aumenta con un maggiore contenuto di fibre. D'altra parte, l'angolo di resistenza a taglio non è cambiato significativamente con il contenuto di fibre.

Le curve di carico-penetrazione ottenute dalle prove CBR indicano che i valori della CBR aumentano per un maggiore contenuto di fibre. Tuttavia, l'aumento dei valori della CBR non è stato evidente per contenuti in fibre maggiori di un determinato valore.

1.15. Plé & Lê - Effect of polypropylene fiber-reinforcement on the mechanical behavior of silty clay

Introduzione

Le discariche hanno una barriera superiore che è composta da uno strato di argilla compattata. Questa barriera deve mantenere sul sito le sue proprietà impermeabilizzanti (caratteristica idraulica, $K \leq 5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$) per tutta la vita della discarica stessa (si faccia riferimento agli studi di Andra del 2005). Tuttavia, questa barriera incontra diversi problemi, in particolare legati al carico meccanico che può provocare rotture nello strato di argilla. È stato dimostrato da Edelman nel 1996, che l'argilla abbastanza plastica può essere sottoposta a deformazioni significative derivanti da una distorsione relativa del 2% e rimanere impermeabile.

Per questo articolo, sono state effettuate una serie di prove a trazione diretta e assialsimmetriche e di prove a compressione triassiale su campioni di argilla armata e non armata. I risultati consentono di essere determinati mediante i cerchi Mohr-Coulomb e di proporre dei criteri contro futuri danni. Sono state utilizzate delle fibre di polipropilene corte (fibre Belmix - BM12). È stata effettuata poi l'analisi della resistenza del terreno fibrorinforzato in funzione del contenuto di fibre. Diversi test sono stati eseguiti sull'argilla insatura per riprodurre le condizioni di attuazione in situ (ossia con un indice $> w_{OMC}$) e lo sfruttamento in loco. La discussione dei risultati è effettuata in termini di stress totale. Un miglioramento dell'indice della resistenza e dell'indice di fragilità è stato ottenuto per caratterizzare il comportamento meccanico del composito. I risultati ottenuti permettono di ottimizzare la barriera di argilla da utilizzare, tenendo conto degli effetti delle fibre sulle proprietà idrauliche del suolo.

Il materiale

In questa ricerca sono stati utilizzati due materiali: le fibre di polipropilene e il terreno argilloso.

Il terreno argilloso è stato fornito dal trasporto di argilla dai depositi di Aptien e utilizzato per la calotta di copertura (barriera passiva) del sito (si faccia riferimento all'articolo di Campo del 2007). Componente importante di questa argilla è la caolinite. Le caratteristiche di questo minerale di argilla sono riassunti in tabella 20 e già discussi nei lavori precedenti di Campo del 2009 e del 2010. Inoltre, l'argilla ha plasticità media secondo lo schema di Casagrande.

Tabella 20. Composizioni e proprietà tecniche della argilla limosa usata in questo studio

Proprietà		Argilla limosa	
Componenti minerali			
Caolinite			50%
Illite			40%
Clorito			10%
Distribuzione della grana			
<2 mm			40%
<80 mm			95%
Limiti di Atterberg			
Indice di plasticità	PI		22%
Limite di plastica	w _p		22%
Limite liquido	w _l		44%
Caratteristiche proctor normal			
Densità secca ottimale	γ _{d-OMC}		17,6 kN/m ³
Contenuto d'acqua ottimale	w _{OMC}		16,0%

Tabella 21. Tipo e proprietà delle fibre utilizzate in questo studio

Tipo	Fibre Belmix - BM12
Lunghezza	12 mm
Diametro	34 μ m
Materiale	Polimerizzata – Olefina
Densità	0,910 g/cm ³
Punto di fusione	165° C
Colore	Bianco
Resistenza alla trazione	350 N/mm ²
Resistenza chimica	Eccellente in condizioni alcaline

La fibra di polipropilene è il materiale di sintesi più comune usato per il rinforzo del calcestruzzo e del suolo. Generalmente è utilizzato in materiali cementizi. Queste fibre presentano una buona riduzione delle crepe nelle coperture/barriera delle discariche. L'attrazione principale è quello del basso costo. Sono facili da miscelare con il suolo e hanno un punto di fusione relativamente alto che permette di posizionare il terreno fibroso nel forno e condurre le prove di umidità. Inoltre, il polipropilene è un materiale idrofobo e chimicamente inerte che non assorbe o reagisce con l'umidità del terreno ($w\%$). Le fibre corte sono state utilizzate in questo studio per essere coerenti con le ricerche di Tang. Ulteriori caratteristiche delle fibre di polipropilene scelte sono riportate nella tabella 21. La

quantità di fibre incluse può variare dallo 0,1% allo 0,8% rispetto al peso. Questo contenuto di fibre gravimetrico, noto come X_w , è comunemente usato in specifiche costruttive e definito come

$$X_w = W_f / W_s \quad (113)$$

dove W_f è il peso delle fibre e W_s è il peso del terreno secco. La percentuale di fibre nella miscela, espressa in peso, viene scelta per essere pari a $X_w = 0\%$, $0,3\%$ e $0,6\%$. Per percentuali superiori allo 0,8%, si verifica l'eterogeneità in multiscala, come mostrato nei materiali cementizi.

I test Proctor

In termini di attuazione, l'argilla è fisicamente identificata con la sua unità di peso secco γ_d e il suo contenuto di acqua $w\%$. Per riprodurre le condizioni di esecuzione in loco, nel rispetto delle linee guida francesi di Andra del 2005, il terreno è stato preparato con un valore del contenuto d'acqua situato tra l'ottimo Proctor normale w_{OMC} e lo $w_{OMC}+4\%$. La maggior parte dei campioni sono stati preparati con un contenuto di valor medio d'acqua, cioè $w = 18\%$. L'argilla viene preparata utilizzando un setaccio a maglie di 4mm per rendere il materiale più fine e mantenere la miscela omogenea. Le fibre corte sono mescolate in modo uniforme in una massa di 6kg di terreno. L'argilla non rinforzata e rinforzata viene compattata su tre strati, in uno stampo CBR standard mediante compattazione dinamica (si faccia riferimento alle NF P94-093 del 1999). Per l'argilla non rinforzata, la Proctor normale ottimale è risultata essere $w_{OMC} = 16\%$ e $\gamma_{d-OMC} = 17,6\text{kN/m}^3$. I risultati delle prove di compattazione sui campioni di terreno argilla-limosi rinforzati con fibre sintetiche mostrano che l'aumentare del contenuto di fibre, provoca un modesto aumento del peso massimo dell'unità a secco (si veda la fig. 115). Per una percentuale pari a $X_w = 0,6\%$ il peso ottimale dell'unità a secco è pari a $17,9\text{kN/m}^3$, che

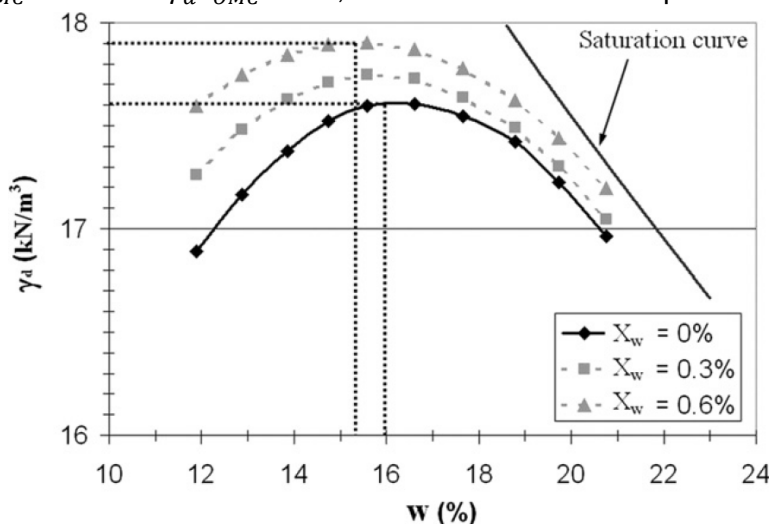


Figura 115. Curve Proctor normali per terreni argilla-limosi armati e non armati

è vicino a quello delle argille non rinforzate (si faccia riferimento alla fig. 112). Un aumento del contenuto di fibre dallo 0 allo 0,6% aumenta leggermente il peso massimo dell'unità asciutta e diminuisce il contenuto di umidità ottimale.

Le prove a compressione

Le prove a compressione non confinata e le prove a compressione triassiale (con riferimento alle NF P94-077 del 1997 e alle NF P94-074 del 1994) vengono eseguite su argilla insatura con un valore medio del contenuto di acqua $w=18\%$. Il suolo composito può essere caratterizzato dalla rigidità (modulo di Young inferiore alle prove di compressione uniassiale: E_C) e dalla tensione massima σ_{c-max} . Tutti i test di compressione sono realizzati con lo stesso dispositivo di pressa fino alla rottura del campione. Il carico viene applicato con una velocità di spostamento costante (0,5mm/min). Poiché lo spessore dello strato di argilla che si trova sul sito può essere compreso tra 1 e 5m con una copertura di terriccio e sabbia limosa di 1/5m di profondità, sono state utilizzate quattro pressioni di confinamento diverse ($P = 50, 100, 150, 200\text{kPa}$). Allo stesso tempo, le prove di compressione uniassiale sono state condotte nelle stesse condizioni (X_w , γ_d e $w\%$). A causa della geometria del campione, come evoluzione dei test si ha una correzione sulla parte cilindrica che viene presa in considerazione nelle curve sforzo-deformazione. Un trasduttore lineare viene utilizzato per misurare lo spostamento del campione. L'interpretazione viene effettuata in termini di tensioni totali. Tutti i campioni sono perforati dallo stampo CBR precedentemente descritto. Un totale di 35 campioni (del diametro di 35mm e dell'altezza di 70mm) vengono testati. Tre campioni sono stati preparati per ogni prova di compressione non confinata con una quantità di fibre selezionata (0,0; 0,3 e 0,6%) e un minimo di due campioni sono stati testati per ogni compressione confinata. Le prove realizzate su campioni con le stesse caratteristiche presentano dispersioni che sono minori del 14%. Ogni curva, rappresentata nella fig. 116(a),

rappresenta la migliore curva di adattamento ottenuta da tre test individuali. Le curve sforzo-deformazione in argilla non rinforzata e nel suolo composito sono non-lineari fin dall'inizio del carico (si faccia riferimento alla fig. 116(a)). In

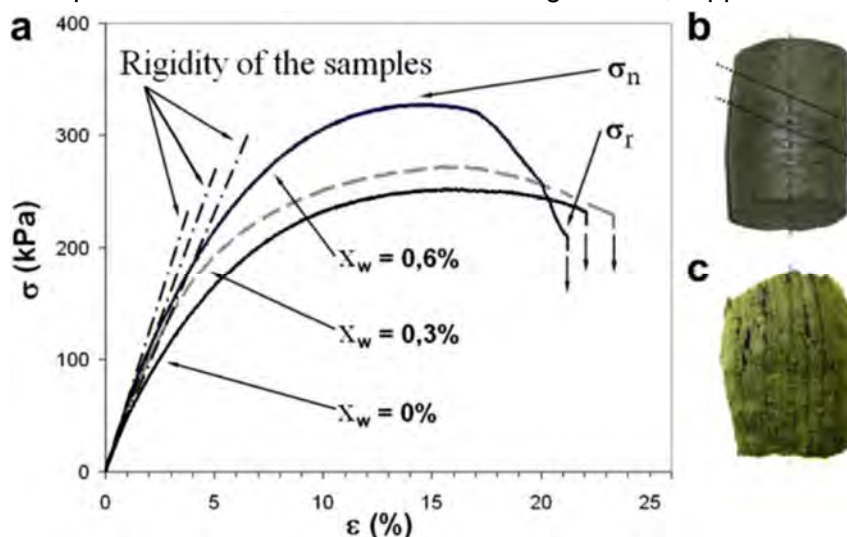


Figura 116. Comportamento meccanico durante la prova di compressione monoassiale ($w=18\%$): (a) media delle tre prove individuali; (b) campione non rinforzato dopo il completamento; (c) campione rinforzato dopo il completamento ($X_w=0,6\%$)

entrambi i casi, il modulo di elasticità è calcolato rispetto alla tangente iniziale per le curve sforzo-deformazione.

Le prove a trazione diretta

Le prove a trazione diretta sono eseguite sull'argilla insatura con un valore medio del contenuto d'acqua $w = 18\%$. Il suolo composito può essere caratterizzato dalla rigidità in tensione E_t e dalla massima capacità di sollecitazione in tensione σ_{t-max} . Le prove sono condotte con una velocità di spostamento costante pari a 0,5mm/min. I campioni sono stati incollati, ai loro bordi, con estensioni in plastica e quindi collegati alla macchina di prova. Un estensimetro viene utilizzato per misurare lo spostamento del campione. L'interpretazione viene effettuata in termini di tensioni totali. Tutti i campioni sono perforati dallo stampo CBR precedentemente descritto. Vengono preparati un totale di 23 campioni (del diametro di 35mm e dell'altezza di 70mm). A causa della difficoltà di presa dei campioni nella macchina di prova, la maggior parte di questi sono stati rotti prima del caricamento. Solo tre serie di campioni sono stati analizzati con un contenuto di fibre pari allo 0,0; 0,3 e 0,6%. Le prove sui campioni, realizzati con le stesse caratteristiche di quelli della prova a compressione, presentano dispersioni che sono minori del 10%. Ogni curva, rappresentata nella seguente fig. 117(a), rappresenta la migliore curva di adattamento ottenuta dai tre test individuali. Le curve sforzo-deformazione dell'argilla non rinforzata e del terreno composito non sono lineari fin dall'inizio del carico (si faccia riferimento alla fig. 117(a)). In entrambi i casi, il modulo di elasticità è calcolato rispetto alla tangente iniziale delle curve sforzo-deformazione.

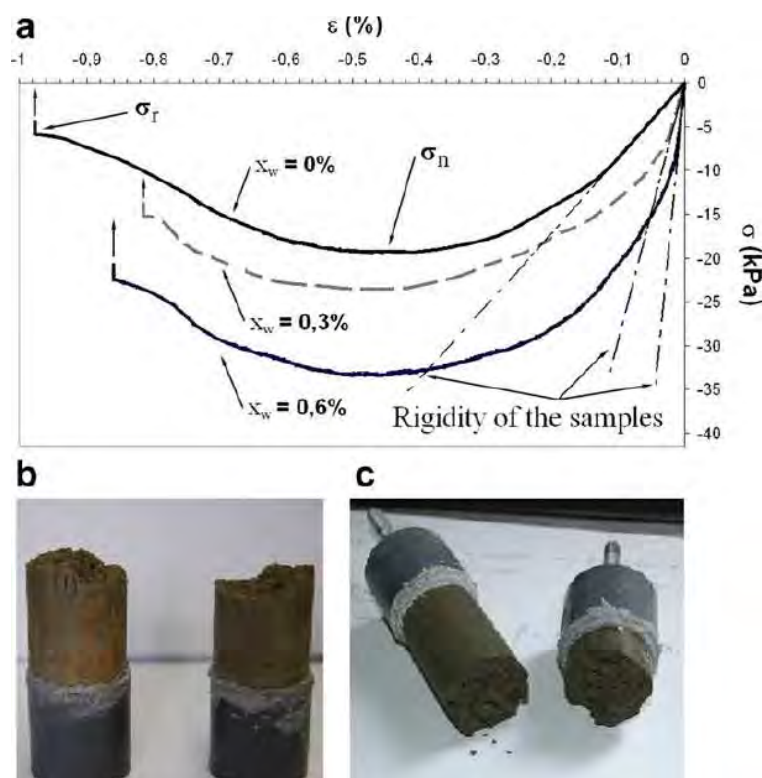


Figura 117. Comportamento meccanico durante la prova a trazione diretta ($w=18\%$): (a) media delle tre prove individuali; (b) campione non rinforzato dopo il completamento; (c) campione rinforzato dopo il completamento ($X_w = 0,6\%$)

I risultati

Le prove di compressione monoassiale consentono di ottenere un comportamento meccanico di non confinamento del materiale e un guadagno stimato in rigidità. I valori medi dei risultati sono riportati nella tabella 22. La rigidità delle argille non rinforzate è relativamente costante a circa 5MPa. Con $X_w = 0,3\%$, il modulo di Young del terreno composito aumenta fino a 7,0MPa (si veda la tabella 22) per un guadagno in rigidità pari al 37%. Quando $X_w = 0,6\%$, il guadagno è maggiore (del circa il 50%), in accordo con i risultati di Zonberg & Li.

Tabella 22. Parametri meccanici a compressione (valori medi)

$w=18\%$	$x_w=0\%$	$x_w=0,3\%$	$x_w=0,6\%$
E_c	5,1 MPa	7,0 MPa	7,6 MPa
φ_a	7,3°	15,4°	12,3°
C_a	105 kPa	85 kPa	78 kPa

Tutte le prove assialsimmetriche di compressione triassiale sono realizzate in condizioni non drenate e non consolidamento, senza misurazione della pressione dei pori. L'interpretazione viene effettuata in termini di tensioni totali. I risultati consentono di determinare i parametri di Mohr-Coulomb. La variabilità dell'angolo di attrito apparente φ_a con lo stress è la conseguenza dell'aumento del consolidamento con la pressione di confinamento. I valori medi dei risultati sono riportati in tabella 22. Per l'argilla non rinforzata, φ_a ha un basso valore pari a 7,3° (si veda la tabella 22). La coesione apparente non drenata C_a è graficamente dedotta dalla determinazione dell'angolo di attrito apparente (si faccia riferimento alla tabella 22). Per l'argilla non rinforzata la coesione apparente non drenata diminuisce all'aumentare del contenuto di acqua. L'aggiunta di fibre alla miscela sembra ridurre la coesione media

apparente e aumentare l'angolo di attrito apparente dell'argilla (si veda la tabella 22). La capacità massima di sollecitazione dell'argilla aumenta con il confinamento e dipende dal contenuto di fibre. Le tendenze (ossia i valori medi) sono rappresentati nella fig. 118. La capacità

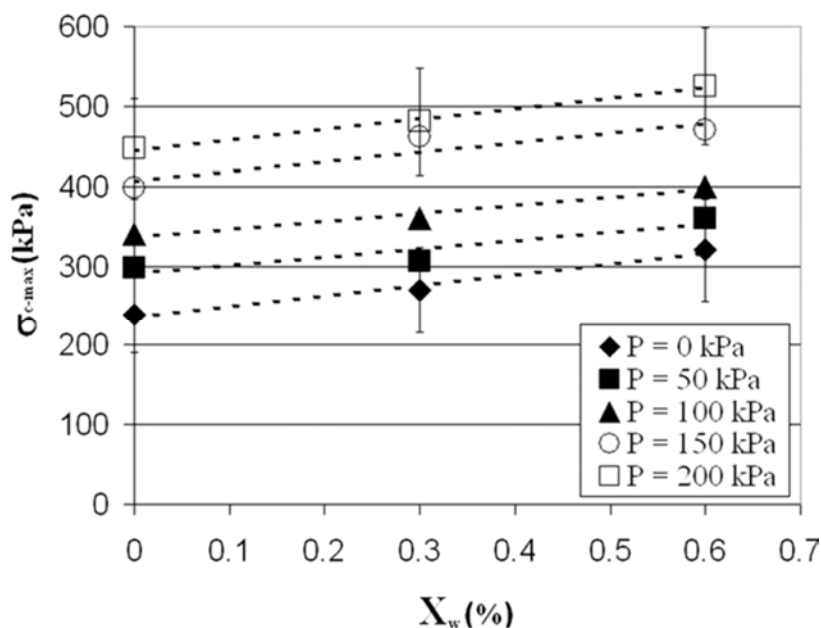


Figura 118. Evoluzione della massima capacità di sollecitazione del terreno argilla-limoso a compressione ($w=18\%$)

massima di sollecitazione, pari a 525kPa, si ottiene per $P = 200\text{kPa}$ e $X_W = 0,6\%$. Qualunque sia la pressione di confinamento, si è stabilita una tendenza lineare con il coefficiente di correlazione di 0,90 ed un aumento medio del 18% tra $X_W = 0\%$ e $X_W = 0,6\%$ (si veda la fig. 118). Il campione non rinforzato presenta una fascia chiara di taglio (si faccia riferimento alla fig. 116(b)). Il campione fibrorinforzato presenta una forma a tamburo senza fascia di taglio identificabile e alcune piccole fessure rettilinee (si veda la fig. 116(c)). Questo indica che la localizzazione della deformazione è impedita dalla presenza delle fibre.

Sul sito, le relative sistemazioni possono provocare fessurazioni a causa della sollecitazione di trazione. Possono essere considerate prove a trazione diretta (che rappresenta il caso più critico). I valori medi dei risultati sono riportati nella tabella 23. La rigidità delle argille non rinforzate è di circa 4MPa, cioè vicino a quello di compressione.

Con un contenuto di fibre pari allo 0,6%, il modulo di Young del terreno composito aumenta fino a 27,2MPa (si veda la

tabella 23). Il guadagno è enorme. Con il massimo carico il guadagno è notevole. Le tendenze (ossia i valori medi) sono rappresentate in fig. 119. La capacità di sollecitazione massima in tensione σ_{t-max} è pari a 34,5kPa (l'adozione di meccanismi convenzione

di segno suolo) e

ottenuto per $x_W = 0,6\%$. Una tendenza lineare è stabilita con un coefficiente di correlazione di 0,96 e un aumento del 100% (fig. 118). Il campione non rinforzato ed il campione rinforzato presentano un piano di crepe, perpendicolare alla direzione di carico. Nessun cambiamento significativo si osserva (si faccia riferimento alle figg. 117(b) e 117(c)) per le stesse condizioni (X_W , γ_d e w^0).

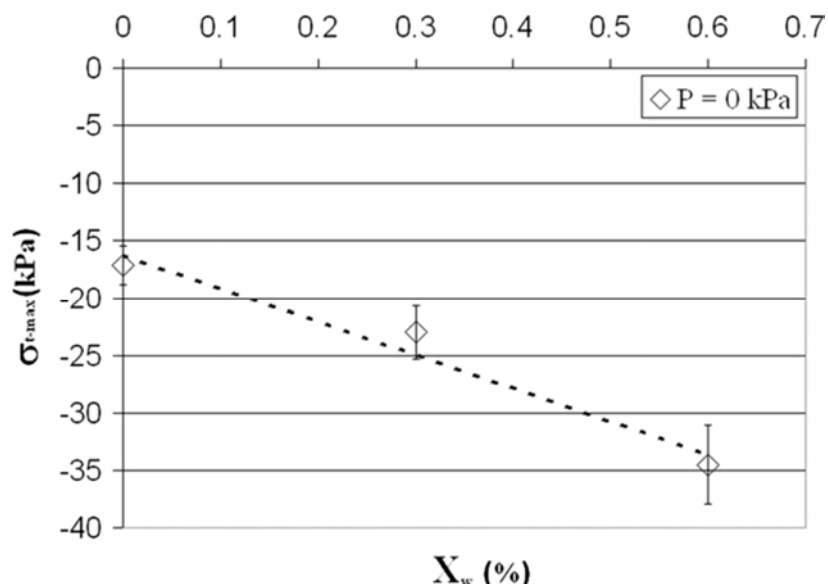


Figura 119. Evoluzione della capacità di massimo carico per i terreni argilla-limosi sottoposti a tensione ($w=18\%$)

Tabella 23. Valore iniziale del modulo di Young in prove a trazione diretta (valori medi)

$w=18\%$	$x_w=0\%$	$x_w=0,3\%$	$x_w=0,6\%$
E_t	4,0 MPa	14,3 MPa	27,2 MPa

Osservazioni conclusive

L'inclusione di fibre come materiale da rinforzo, influenza il comportamento del terreno. Il miglioramento del mix suolo/fibre ottimizza la funzione a maglia delle argille diminuendo la potenziale rottura. Sulla base delle prove sperimentali e sull'analisi dei dati, emergono le seguenti osservazioni:

- 1) un leggero effetto è stato osservato nel comportamento di compattazione del terreno fibroso a causa dell'inclusione delle fibre;
- 2) il modulo di Young iniziale dello strato argilla-limoso aumenta in tutti i casi, dando un materiale più rigido;
- 3) in tutti i casi di carico, un miglioramento della forza è notato nel suolo argilla-limoso fibrorinforzato. Il beneficio può raggiungere un valore medio di circa il 20% in ambiente confinato. Una quantità di fibre per il rinforzo dello 0,6% consente di aumentare i valori limite di resistenza fino al 100% sotto tensione;
- 4) l'indice di fragilità permette l'analisi del meccanismo di rottura concentrandosi sul regime fragile o su quello duttile. In compressione, il materiale composito diventa sempre più rigido. La perdita di duttilità può superare il 68% in un ambiente non confinato. Al contrario, nelle prove a trazione diretta, l'argilla rinforzata presenta un vantaggio in duttilità. Con un contenuto di fibre pari allo 0,6%, la variazione del duttilità raggiunge il 62%;
- 5) la conduttività idraulica aumentata con l'aumento del contenuto di fibre. In questo studio, il contenuto in fibre è pari allo 0,6% rispetto alla conduttività idraulica, mantenuto però entro livelli accettabili.

1.16. Tang, Shi, Cui, Liu, & Gu - Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber-reinforced clayey soil

Introduzione

Dopo l'essiccazione dei terreni, avviene generalmente una contrazione di questi a causa della perdita di acqua per evaporazione. Una crepa per essiccazione può apparire quando il carico di rottura indotto sulla superficie raggiunge il carico di rottura del suolo o quando il ritiro volumetrico è vincolato (si faccia riferimento agli studi di Corte & Higashi del 1960). La presenza di crepe nel terreno essiccato modifica in modo significativo sia le proprietà meccaniche sia quelle idrauliche, indebolendo così le prestazioni del suolo rispetto alle diverse discipline ingegneristiche, in particolare quelle dell'ingegneria geotecnica, quella geologica e quella ambientale. In effetti, le crepe possono aumentare la comprimibilità del suolo e il tasso di consolidamento e ridurre così la resistenza del suolo (si veda l'articolo di

Morris del 1992). La stabilità delle strutture geotecniche costruite sui terreni argillosi è influenzata direttamente o indirettamente dalla presenza di crepe.

Le crepe da essiccazione si osservano anche sulla superficie dei pendii naturali dei terreni argillosi. Tali crepe espongono l'interno del suolo alle variazioni climatiche, consentendo il verificarsi delle rotture. Nel corso della successiva stagione delle piogge, l'acqua può entrare nel livello più profondo del pendio lungo le crepe e di conseguenza ridurre la resistenza del terreno, portando alla friabilità dei pendii (si faccia riferimento agli studi di Baker del 1981). Per la costruzione di barriere ambientali, il terreno argilloso è il materiale più comunemente usato. Le proprietà idrauliche di tale struttura, a base di argilla, può essere aumentata dalle formazioni di fessure per essiccazione, compromettendo l'efficacia della funzione di confinamento di queste strutture. Miller nel 1998 ha sottolineato che la presenza di crepe nella copertura di una discarica fornisce possibili vie di infiltrazioni dell'acqua, aumentando la produzione di percolato di rifiuti ed aumentando il rischio di contaminazione del suolo e delle acque sotterranee. Albrecht & Benson nel 2001 hanno trovato che la conducibilità idraulica di un rivestimento in argilla aumenta di tre ordini di grandezza, a causa delle fessurazioni per essiccazione.

Questo studio si propone di indagare sul comportamento della rottura per essiccazione del terreno argilloso rinforzato con fibre corte in polipropilene (PP-fibre). Sono state effettuate una serie di prove per essiccamento e l'innescò della cricca e i processi di propagazione sono stati monitorati durante l'asciugatura. Le caratteristiche geometriche e morfologiche dei quadri fessurativi sono stati analizzati quantitativamente usando un'immagine di elaborazione tecnica. Sono stati poi studiati gli effetti del contenuto delle fibre e la loro lunghezza. Inoltre, sono stati analizzati i parametri geometrici della rete di crepe con metodi statistici.

I materiali

Il suolo argilloso utilizzato è stato raccolto dalla zona di Nanjing, in Cina. Questo terreno è ampiamente distribuito nel corso centrale e inferiore del fiume Yangtze, ed è ampiamente coinvolto in diversi progetti di costruzione, soprattutto nella città di Nanchino. Le sue proprietà fisiche sono riportate in tabella 24.

In questa indagine sono state scelte le fibre di polipropilene (PP-fibre) come materiale da rinforzo, perché è il materiale sintetico più comunemente utilizzato nella pratica. Le sue proprietà sono riportate in tabella 25.

Tabella 24. Proprietà fisiche del terreno argilloso

Terreno Proprietà	Valore
Peso specifico	2,73
Coerenza limite	
Limite liquido (%)	37
Limite di plastica (%)	20
Indice di plasticità (%)	17
Classificazione USCS	CL
Analisi della dimensione granulometrica	
Sabbia (%)	2
Limo (%)	76
Argilla (%)	22

Nota: CL, argilla a bassa plasticità, secondo l'USCS, Unified Soil Classification System (ASTM 2006)

Tabella 25. Proprietà delle PP-fibre

Proprietà	Valore
Peso specifico	0,91
Diametro medio (mm)	0,048
Carico di rottura a trazione (MPa)	350
Modulo di elasticità (MPa)	3500
Punto di fusione (°C)	165
Punto di combustione (°C)	590
Resistenza agli acidi e agli alcali	Molto buono
Disperdibilità	Eccellente

I metodi d'indagine

Il terreno è stato raccolto essiccato all'aria, schiacciato e setacciato in laboratorio, con un setaccio da 2mm. I campioni di terreno inizialmente saturi sono stati preparati miscelando la polvere del terreno asciutto con acqua distillata. Il contenuto dell'acqua nel composto è di circa il 75% (2 volte quello del limite liquido). Le fibre sono state poi mescolate manualmente con l'impasto in piccoli incrementi, facendo in modo che tutte le fibre si amalgamassero con cura per ottenere un impasto abbastanza uniforme senza aggregazioni visibili di fibre. Una determinata quantità di miscela di impasto è stata versata su una lastra di vetro 16cm per 16cm. La lastra di vetro è stata posta su un dispositivo di vibrazione per 15minuti per rimuovere le bolle d'aria intrappolate nella miscela. La miscela è stata poi sigillata con un film plastico e conservata per almeno 3 giorni, consentendo alla miscela di depositare. Lo spessore finale dello strato depositato era di circa 8mm. Infine, il campione preparato è stato esposto alle condizioni ambientali ad asciugare ad una temperatura di $25\pm1^{\circ}\text{C}$ e ad una umidità relativa del $50\pm5\%$, finché la massa del campione non si è stabilizzata.

Sono state prese in considerazione sei percentuali in peso di fibre (0,05%, 0,1%, 0,2%, 0,4%, 0,6% e 0,8% rispetto alla massa di terreno asciutto) e tre lunghezze per le fibre (6,

12, e 19mm). Sono stati eseguiti un totale di 19 test. I campioni sono stati preparati e duplicati per ogni test. Il programma dettagliato dei test è stato trascritto in tabella 26.

Tabella 26. Parametri dei test di ogni programma

Test n°.	Lunghezza delle fibre (mm)	Contenuto delle fibre (%)
T1	0	0
T2	6	0,05
T3	6	0,1
T4	6	0,2
T5	6	0,4
T6	6	0,6
T7	6	0,8
T8	12	0,05
T9	12	0,1
T10	12	0,2
T11	12	0,4
T12	12	0,6
T13	12	0,8
T14	19	0,05
T15	19	0,1
T16	19	0,2
T17	19	0,4
T18	19	0,6
T19	19	0,8

Durante l'essiccazione, una fotocamera digitale, è stata montata sopra il campione per riprendere le immagini delle superficie dei modelli di crepa sviluppatasi nel tempo. Le immagini sono state successivamente utilizzate per l'analisi quantitativa dei diversi parametri geometrici o morfologici del quadro fessurativo, utilizzando una tecnica per l'elaborazione delle immagini.

Conclusioni

Le prove di laboratorio sono state eseguite dopo l'essiccazione del terreno argilloso fibrorinforzato, per studiare l'effetto dell'aggiunta delle fibre sulla fessurazione del suolo essiccamento. Le caratteristiche geometriche e morfologiche dei quadri fessurativi sono stati descritti quantitativamente, applicando una tecnica di elaborazione delle immagini. Sulla base dei risultati ottenuti, si possono trarre le seguenti conclusioni:

1. Il comportamento fessurativo del suolo argilloso è stato significativamente influenzato dalla presenza delle fibre. Con un basso contenuto di fibre ($f_c \leq 0,2\%$), i segmenti delle crepe erano relativamente semplici e lisci, i nodi di intersezione formati sono stati dominati da forme come la "T" e la "+". Con un alto contenuto di fibre ($f_c > 0,2\%$), i

segmenti delle crepe tendevano ad essere più irregolari e tortuosi ed i nodi di intersezione formatisi sono stati dominati da forme come la "Y". Inoltre, l'inclusione di fibre aumenta il numero di vicoli ciechi, di crepe singole e diminuiscono la connettività tra le reti di crepe.

2. Le caratteristiche geometriche e morfologiche dei quadri fessurativi sono stati significativamente influenzati dal contenuto di fibre. L'elaborazione dell'immagine tecnica è stata efficace nel quantificare i quadri fessurativi e ha fornito utili informazioni. Con un aumento del contenuto di fibre il rapporto crepe-superficie, numero di zolle, lunghezza e larghezza media delle crepe è diminuita, mentre la superficie media delle zolle, il numero dei nodi per unità di area, il numero dei segmenti delle crepe per unità di superficie e la densità delle crepe è aumentata.
3. Gli intervalli di distribuzione, i valori massimi più probabili di cricche e la larghezza si sono ridotti con l'aumentare del contenuto di fibre. È stata osservata la tipica distribuzione bimodale sia per la lunghezza che per la larghezza delle crepe quando il contenuto di fibre era inferiore allo 0,05% ed è cambiata in distribuzione unimodale quando il contenuto di fibra era superiore allo 0,05%.
4. Con un dato contenuto di fibre, il comportamento a screpolatura del suolo fibrorinforzato non è sensibile alla variazione della lunghezza delle fibre (6-19mm), testato in questo studio ed è insignificante la differenza tra i quadri fessurativi per le differenti lunghezze delle fibre.
5. Durante il processo di propagazione delle cricche, il rapporto superficie-crepe aumenta al diminuire del contenuto di acqua, si raggiunge la stabilizzazione e la portata delle fessure superficiali del campione di terreno naturale è sempre superiore a quella del campione di suolo fibrorinforzato.
6. L'inclusione di fibre aumenta significativamente la resistenza delle cricche a causa della maggiore resistenza a trazione del terreno. Nell'intervallo del contenuto di fibre (0-0,8%) testato in questo studio, la riduzione delle crepe nei campioni fibrorinforzati si avvicina al 40%. Dopo la formazione delle crepe, l'integrità del terreno con aggiunta di fibre è stato migliorato per l'effetto "ponte" delle fibre ed è stato migliorato il comportamento meccanico della post-fessurativo del terreno. Questo dimostra che il rinforzo in fibre può essere considerato un metodo efficace per ridurre il grado di essiccazione delle crepe incontrate nella pratica ingegneristica.

1.17. Estabragh, Bordbar & Javadi - A Study on the Mechanical Behavior of a Fiber-Clay Composite with Natural Fiber

Introduzione

Le fibre di palma con la loro trama filamentosa e le loro speciali proprietà come il basso costo, la presenza in molte regioni del mondo, la leggerezza e la capacità della loro notevole resistenza, fanno sì che possano essere utilizzate come un efficace materiale da rinforzo per il terreno. Hanno una struttura superficiale ruvida, al contrario delle fibre di nylon che posseggono una superficie liscia. Le fibre di palma possono subire variazioni volumetriche (di espansione e di contrazione) a causa della variazione del contenuto di acqua. Questo comportamento può influenzare sul legame tra le fibre ed il terreno. Esse possono essere utilizzate nella pratica per far aumentare la stabilità degli argini autostradali, per stabilizzare il sottofondo delle strade e delle autostrade, per migliorare le caratteristiche dei materiali di copertura delle discariche (si faccia riferimento agli articoli di Attom del 2009).

Uno dei problemi che nascono dall'utilizzo delle fibre naturali è il loro potenziale degrado, e pertanto, devono essere protette da eventuali agenti atmosferici per garantirne le prestazioni a lungo termine. La modificazione della superficie delle fibre attraverso metodi fisici e chimici può ridurre l'effetto della degradazione delle fibre e contemporaneamente diminuire il tasso di biodegradabilità in ambienti naturali (si vedano in considerazione gli studi di Mizanur Rahman del 2007). Il rivestimento delle fibre con materiali acrilici è un altro metodo per prevenire la degradazione delle fibre. Ahmad nel 2010 ha utilizzato nel suo lavoro del acrilico stirene butadiene per la verniciatura delle fibre naturali.

Questo articolo presenta i risultati di una indagine sperimentale sugli effetti delle fibre di palma utilizzate come consolidamento e il comportamento di un terreno argilloso fibrorinforzato. Gli esperimenti comprendono prove edometriche e triassiali su tre gruppi di campioni con terreno fibrorinforzato, preparati con tre differenti quantità di fibre. Sono stati indagati gli effetti delle fibre sulla pressione di pre-consolidamento, di compressione, sulla forza e sull'angolo di attrito.

I materiali

In questa ricerca è stato utilizzato il suolo di Aclay per il programma sperimentale. Le prove di laboratorio per determinare il limite liquido (LL), il limite di plastico (PL), la granulometria e il peso specifico sono state condotte per determinare le proprietà fisiche del terreno. Tutte le prove sono state condotte secondo le norme ASTM. La distribuzione granulometrica mostra che la quantità di terreno passato nel setaccio numero 200 è il 90%. Le proprietà fisiche del terreno sono presentate nella tabella 27. Il terreno può essere classificato come

creta con bassa plasticità (CL) secondo l'Unified Soil Classification System (USCS). I risultati dei test di compattazione mostrano che il contenuto di acqua ottimale era del 17%, corrispondente ad una densità massima secca di $1,7\text{Mg/m}^3$.

Tabella 27. Proprietà fisiche e meccaniche del terreno

Proprietà del suolo	Valori
Peso specifico	2,72
<i>Limite di coerenza</i>	
Limite liquido	47%
Limite di plastica	20%
Indice di plastica	27%
Classificazione USCS	CL
<i>Studio di compattazione</i>	
Contenuto di acqua ottimale	17%
Massima densità secca	$1,7\text{Mg/m}^3$
<i>Analisi granulometria</i>	
Sabbia (rimasto n.200)	10%
Limo (passaggio n.200)	50%
Argilla (passaggio n.200)	40%

Le fibre usate in questo studio sono state ottenute da palme. Le fibre erano state filettate in pezzi e tagliate fino ad una lunghezza e larghezza specifica. Le dimensioni nominali delle fibre utilizzate sono di 4,0mm di lunghezza, 0,2mm di larghezza e 0,4mm di spessore. Le fibre con lunghezze più piccole come i 4,0mm del programma, sono di solito chiamate fibre corte (si faccia riferimento agli articoli di Gray & Al-Refeai del 1986. Le fibre corte di solito vengono utilizzate per terreni a grana fine. Andersland & Khattack nel 1979 hanno utilizzato fibre lunghe 1,6mm e aventi un diametro di 0,02mm come rinforzo del terreno argilloso per le prove triassiali CU.

Tabella 28. Proprietà fisiche e meccaniche delle fibre

Proprietà delle fibre	Indicazione standard	Valori
Tipo fibre		Singola
Peso specifico		$0,94\text{g/cm}^3=9,22\text{kN/m}^3$
Lunghezza		4,0mm
Larghezza		2,0mm
Rapporto di aspetto		1,5
Sforzo di trazione	ASTM D 2256-97	8,57MPa
Modulo di elasticità	ASTM D 2101-94	200MPa

Le dimensioni dei campioni di terreno utilizzati nel presente studio sono di 38mm di diametro e 76mm di lunghezza. L'assorbimento di acqua da parte delle fibre di palma è stato esaminato immergendo i campioni di fibre. I risultati hanno mostrato che l'assorbimento massimo di acqua è del 170% raggiunto dopo un periodo di 24h (non c'era alcun aumento significativo del contenuto di acqua oltre questo livello). Le variazioni di dimensioni delle fibre sono state misurate dopo 24h. L'aumento medio della lunghezza e delle dimensioni

della sezione trasversale è stato del 2,4% e del 12,1%, rispettivamente. Le proprietà delle fibre sono mostrati nella tabella 28.

Preparazione dei campioni

I campioni di terreno saturi e rinforzati con diverse quantità di fibre, sono stati preparati per il consolidamento 1D e le prove di compressione triassiale. La tecnica di impasto usata per la preparare dei campioni saturi, coincide con quella utilizzata dai ricercatori Andersland & Khattack nel 1979 e da Marto nel 1996. La quantità di fibre usata nel programma sperimentale è stata definita dalla:

$$\rho_f = w_f / w_s \quad (114)$$

dove w_f e w_s sono rispettivamente i pesi delle fibre e del terreno naturale. I valori di ρ_f considerati nel programma sperimentale sono stati il 10, il 20 e il 30%. I campioni non rinforzati e rinforzati con fibre a diversa concentrazione, fibrosa sono stati preparati miscelando il terreno asciutto e le fibre di palma con acqua distillata, con un contenuto di acqua superiore al limite liquido, per formare l'impasto. La percentuale di fibre utilizzata per la miscelazione è simile alla quantità che è stata utilizzata da Andersland & Khattak nel 1979, per rinforzare un terreno argilloso. Il terreno asciutto e le fibre di palma sono state pesate con una precisione di 0,1 e 0,01g, rispettivamente. L'impasto liquido risultante è stato mescolato a mano per circa 1 ora fino a quando è stato raggiunto il limite liquido. Sono stati riempiti un certo numero di tubi cilindrici aventi un diametro di 150mm e un'altezza di 300mm (denominati tubi di consolidamento) con il materiale da consolidare. L'impasto è stato poi consolidato applicando un carico (usando un martinetto idraulico) a pressione massimo di 80kPa per il consolidamento, mentre il drenaggio è stato permesso sulla parte superiore e inferiore del tubo. Il consolidamento è stato generalmente completato in circa 7 giorni. Dopo il consolidamento dei campioni sono stati estrusi dei sottili tubi in acciaio inox del diametro di 38mm (interno) e degli altri stampi da consolidamento convenzionali. I campioni sono stati quindi conservati ad una temperatura controllata di 20°C±1 prima di essere utilizzati nei test.

Sperimentazione

Le caratteristiche del consolidamento del terreno non rinforzato e del terreno rinforzato con fibre sono state studiate attraverso una serie di test edometrici standard (le dimensioni dei campioni di prova erano 62,5mm di diametro e 25,4mm di altezza). Per studiare l'effetto delle fibre sulla resistenza a taglio dell'argilla, sono state eseguite un certo numero di prove triassiali CU su campioni di suolo non rinforzati così come su campioni rinforzati con diverse

percentuali di fibre. Ciascun campione cilindrico del diametro di 38mm e una altezza di 76mm è stato consolidato ad una pressione isotropa di confinamento efficace predefinita superiore alla pressione di pre-consolidamento, per circa 24 ore. Le prove triassiali sono state eseguite ad una pressione costante della cella di 200, 300 e 400kPa. Un tasso di spostamento assiale di $7\text{mm}/h=0,12\text{mm}/\text{min}=0,002\text{mm}/\text{s}$ è stato selezionato dando una velocità di deformazione di 0,15% al minuto come suggerito da Bishop & Henkel nel 1969 e da Smith & Smith nel 1990. La lentezza è stata scelta per garantire l'equilibrio della pressione interstiziale in tutto il campione durante la prova.

Risultati e discussione

Per il calcolo del rapporto dei vuoti durante il consolidamento del terreno rinforzato, le fibre sono state considerate come particelle solide del terreno come suggerito da Zornberg nel 2002, ossia:

$$e = v_v / (v_s + v_f) \quad (115)$$

$$v_f = w_f / G_f \quad (116)$$

dove e è il rapporto dei vuoti, v_v , v_s e v_f sono i volumi dei vuoti, del terreno e delle fibre rispettivamente. w_f è il peso delle fibre e G_f è il corrispettivo peso specifico.

I risultati delle prove di consolidamento dimensionali per il terreno naturale e per il terreno rinforzato con il 10, il 20 e il 30% di fibre naturali sono mostrati nella fig. 120, dove v è il

volume specifico

$v = 1 + e$ e p' è la

pressione applicata.

La pressione di pre-

consolidazione p'_c è

stata determinata

dall'intersezione dei

due segmenti lineari

delle curve di

consolidamento,

come suggerito da

Cui & Delage nel

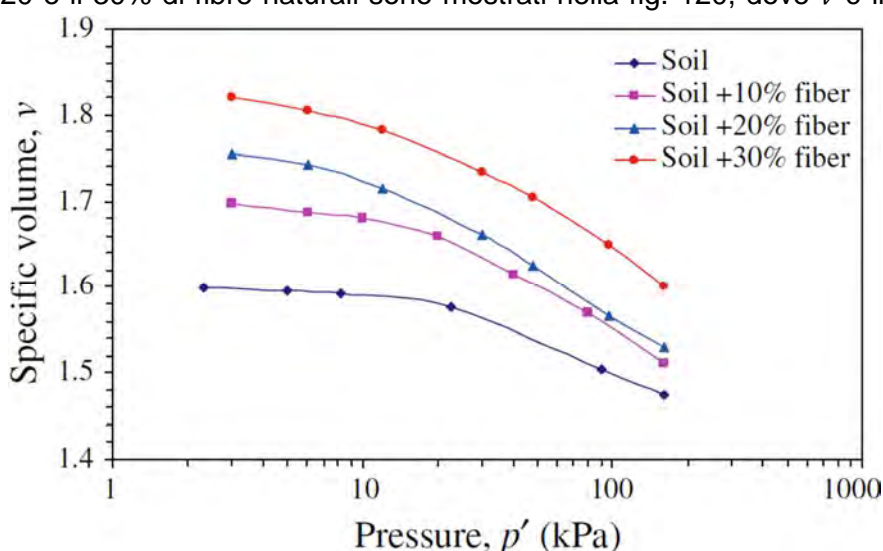


Figura 120. Curve di consolidamento del suolo naturale e nel suolo fibrorinforzato, con il 10, il 20 e il 30% di fibre

1996. I pendii C_s nella zona elastica (zona prima della pressione di pre-consolidazione) e C_c nella zona elastoplastica (zona dopo la pressione di pre-consolidazione) sono stati determinati ed i valori sono mostrati in tabella 29. I risultati mostrano che aumentando il contenuto di fibre, il valore di p'_c diminuisce e i valori di C_s e C_c generalmente aumentano

come mostrato in tabella 29. Per i terreni con il 20 e il 30% di fibre i valori di C_s e C_c sono quasi gli stessi. La procedura di preparazione è la stessa per tutti i campioni. Mescolando le fibre con il suolo, alcune particelle di terreno vengono sostituite con le fibre. Questo aumenta la porosità del terreno fibrorinforzato in confronto al terreno non rinforzato. La riduzione della pressione di pre-consolidazione e l'aumento di C_s e C_c sono molto probabilmente causati dal fatto che i filamenti delle fibre hanno un peso specifico minore e sono più comprimibili, in confronto con i grani del terreno. Pertanto, sono le fibre che controllano il comportamento di consolidamento del suolo e vi è una relazione diretta tra il contenuto delle fibre e i parametri di consolidamento. Estabragh nel 2011 ha condotto dei test simili su campioni rinforzati con fibre di nylon (senza assorbimento d'acqua), con le stesse dimensioni e ha concluso che la variazione del comportamento di consolidamento è dovuta solo al contributo delle fibre.

Un totale di 12 prove triassiali CU sono state condotte sui campioni di suolo non rinforzato e rinforzato con il 10, il 20 e il 30% di fibre. Le prove sono state condotte con tre diverse pressioni 200, 300 e 400kPa di consolidamento. Le fig. 121, 122, 123, 124 mostrano le variazioni di stress deviatore q e la pressione interstiziale u_w con deformazione assiale ε_1 a diverse pressioni di celle per campioni non rinforzati e rinforzati.

Tabella 29. Parametri meccanici del terreno al naturale e del suolo fibrorinforzato

Condizione	p'_s (kPa)	C_c	C_s	ϕ (°)	ϕ' (°)	M
Terreno al naturale	18	0,056	0,006	17	27	0,95
Terreno + 10% di fibre	14	0,071	0,015	17	30	1,17
Terreno + 20% di fibre	12	0,080	0,028	18	33	1,44
Terreno + 30% di fibre	10	0,80	0,080	20	36	1,88

Nelle prove sui campioni di suolo non rinforzato, con pressioni di confinamento da 200, 300 e 400kPa, le sollecitazioni deviatoriche aumentano fino a raggiungere i valori massimi di circa 130, 210 e 300kPa, con sforzi assiali del 15, del 17,5 e del 20%, rispettivamente, con riferimento alla fig. 121(a). La fig. 121(b) mostra che la pressione interstiziale massima nella cella di pressione è 400kPa che è circa il doppio della pressione della cella a 200kPa, aumentando la pressione dello stress deviatore e interstiziale che aumenta la pressione dell'acqua.

I risultati delle prove a taglio sui campioni di suolo rinforzato con il 10% di fibre sono mostrati in fig. 122. I test sono stati continuati fino a tensioni assiali fra il 23 e il 25%. La sollecitazione deviatrice aumenta con l'aumentare della pressione nella cella fino a circa 160, 220 e 320kPa, per le pressioni di confinamento da 200, 300 e 400kPa, rispettivamente. Durante questi test, il valore massimo della pressione interstiziale raggiunta a 90, 160 e 250kPa per le prove condotte a pressioni effettive di confinamento è di 200, 300 e 400kPa. Lo stress deviatorico e la pressione interstiziale aumentavano con la pressione della cella.

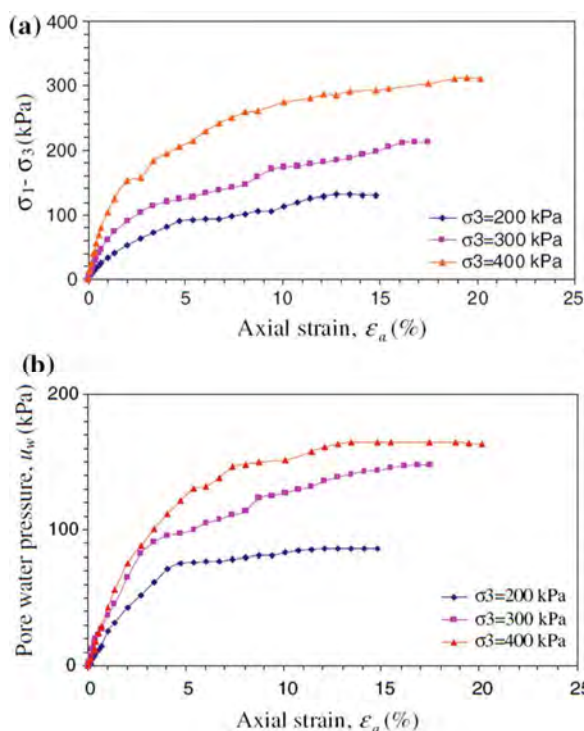


Figura 121. Grafici di (a) Stress deviatore vs Deformazione assiale, (b) Pressione interstiziale vs Deformazione assiale per Campioni di suolo senza fibre sottoposti a diverse pressioni di confinamento

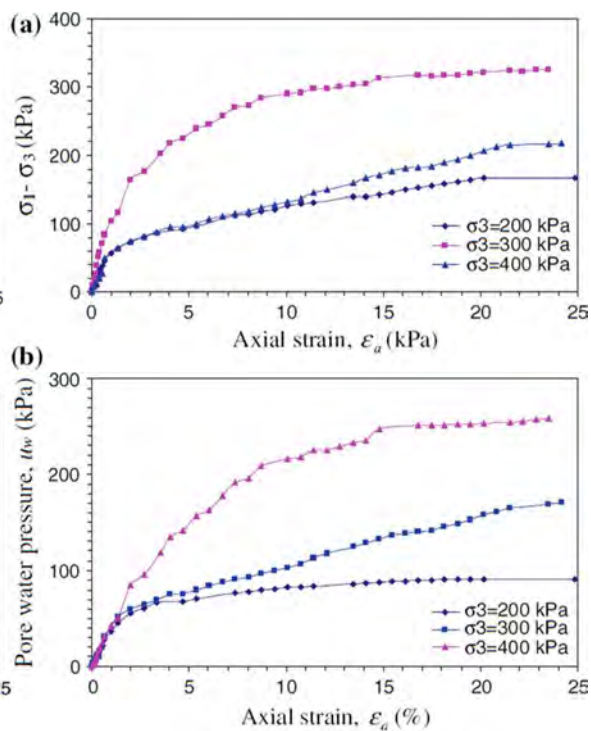


Figura 122. Grafici di (a) Stress deviatore vs Deformazione assiale, (b) Pressione interstiziale vs Deformazione assiale per Campioni di suolo con il 10% di fibre sottoposti a diverse pressioni di confinamento

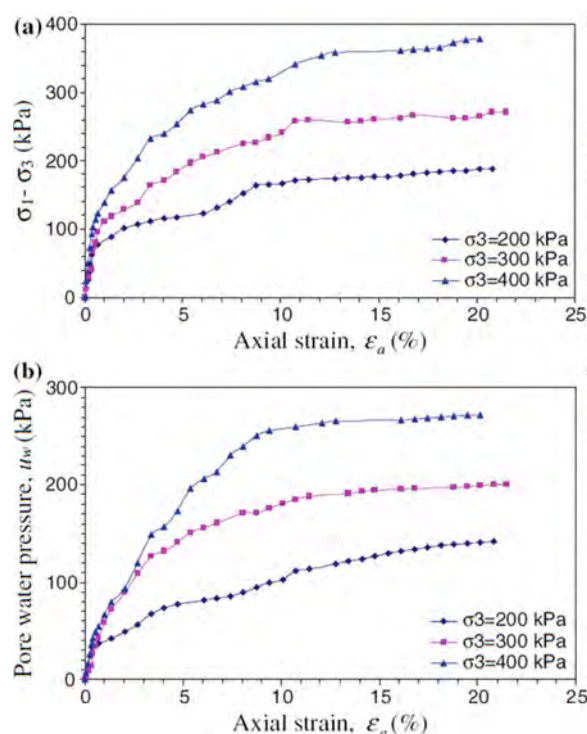


Figura 123. Grafici di (a) Stress deviatore vs Deformazione assiale, (b) Pressione interstiziale vs Deformazione assiale per Campioni di suolo con il 20% di fibre sottoposti a diverse pressioni di confinamento

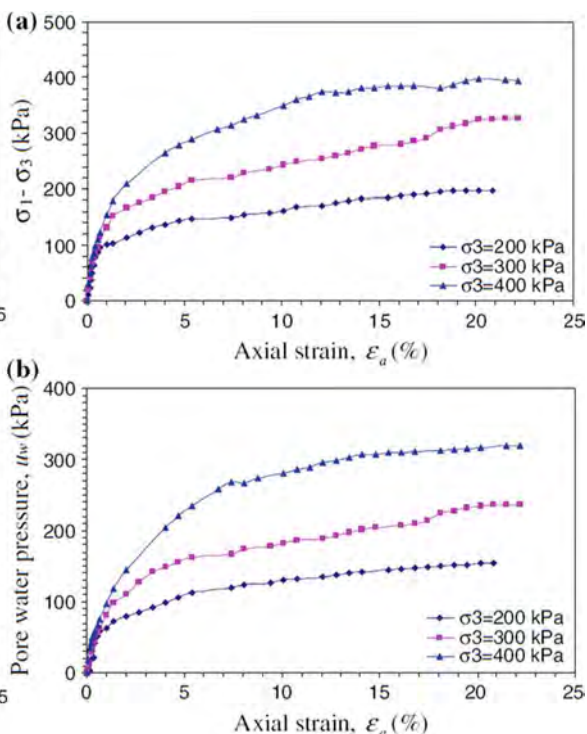


Figura 124. Grafici di (a) Stress deviatore vs Deformazione assiale, (b) Pressione interstiziale vs Deformazione assiale per Campioni di suolo con il 30% di fibre sottoposti a diverse pressioni di confinamento

Risultati simili possono essere osservati nelle figg. 123 e 124 per il terreno rinforzato con il 20 e il 30% di fibre, rispettivamente. È evidente che l'aggiunta di fibre aumenta la resistenza a taglio del terreno. Per una data pressione di confinamento efficace, la resistenza a taglio del terreno aumenta con l'aumentare del contenuto di fibre. La pressione interstiziale aumenta anche aumentando il contenuto di fibre. Questo aumento della pressione interstiziale diminuisce la tensione efficace all'interno della massa del suolo. Percorsi di sollecitazione tipici sono mostrati in fig. 125 nello spazio di effettiva sollecitazione media

netta, $p'[(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3] - u_w$ o di stress $p((\sigma_1 + 2\sigma_3)/3)$ e di stress deviatore $q(\sigma_1 - \sigma_3)$. La pressione interstiziale positiva che è stata prodotta ha causato nel percorso tensionale efficace (ESP) di salire verso sinistra lungo un percorso curvo. Si è osservato che la forma del

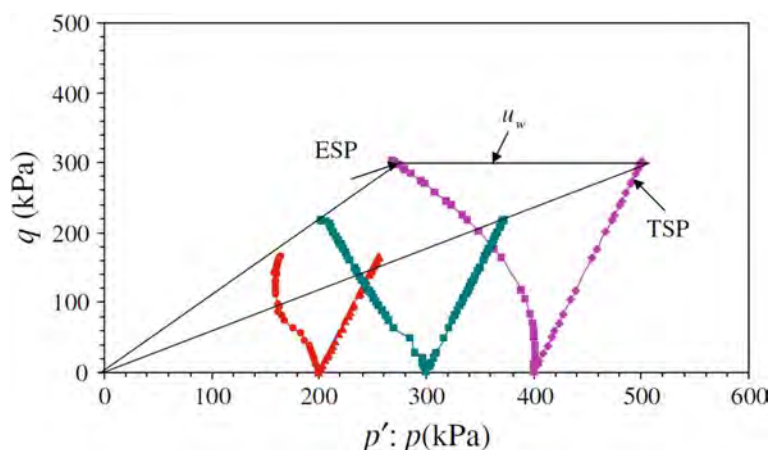


Figura 125. Percorso dello stress nel terreno rinforzato con il 10% di fibre

percorso di stress per i campioni non rinforzati e rinforzati indica un aumento della pressione interstiziale con deformazione o tendenza alla deformazione volumetrica contrattile. In generale, le curve sforzo-deformazione per terreni sia non rinforzati che rinforzati non hanno mostrato un picco di tensione tangenziale fino alla fine della prova. La massima sollecitazione deviatorica aumenta come l'aumentare della sollecitazione di confinamento. I test per i terreni fibrorinforzati erano solitamente terminati a più del 20% di deformazione assiale e in questa fase, di solito è stato osservato il rigonfiamento nei campioni. Tuttavia, le tensioni di rottura negli esperimenti sono stati presi come le sollecitazioni corrispondenti al 20% della deformazione assiale, come suggerito da Head nel 1986 e da Bowles nel 1987. e tipiche curve da stress deviatore-deformazione assiale e di pressione interstiziale-deformazione assiale sotto una pressione della cella di 400kPa, per campioni non rinforzati e rinforzati con una diversa composizione fibrosa, sono mostrate in fig. 126. I risultati mostrano che la pressione dell'acqua interstiziale è aumentata con l'aumento del contenuto di fibre durante il taglio non drenato. Le pressioni dell'acqua interstiziale generate all'interno del campione di terreno durante le prove CU sono correlate alla tendenza del suolo a contrarsi o dilatarsi durante il taglio. Le pressioni dell'acqua interstiziale in eccesso sono più alte nelle terre rinforzate rispetto al suolo non rinforzato, particolarmente per pressioni di consolidamento da 300 e 400kPa. Questa maggiore pressione interstiziale generata può

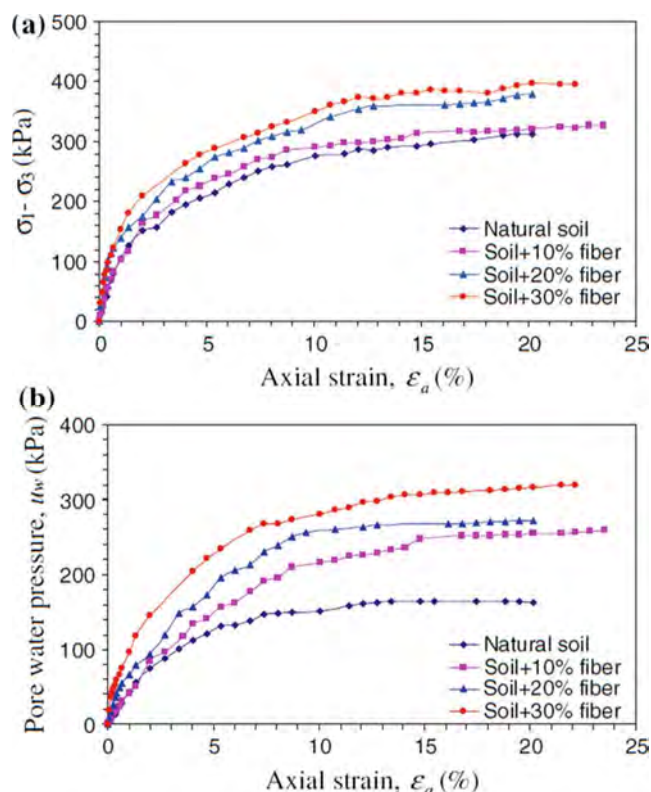


Figura 126. Curve di (a) Stress deviatore-Deformazione assiale, (b) Pressione interstiziale-Deformazione assiale, sotto una pressione della cella di 400kPa, di un terreno naturale e un terreno con il 10, il 20 e il 30% di fibre

essere correlata all'effetto delle fibre sul suolo durante la deformazione. Li nel 2005 spiega questo aumento della pressione interstiziale come la distribuzione delle sollecitazioni all'interno della massa delle fibre e del terreno e quindi aumentando la tendenza alla deformazione contrattile all'interno della miscela di suolo e fibre. La tendenza a contrarre o dilatare è indicato dalla pendenza delle curve di deformazione assiale della pressione interstiziale dell'acqua in eccesso nella sezione picco post curva, quindi una pendenza positiva indica un comportamento di contrazione e una pendenza negativa indica un comportamento di dilatazione. I valori in

eccesso di pressione interstiziale, in questo lavoro, sono generalmente positivi e questo indica il comportamento di contrazione. Pertanto, si può affermare che le fibre trattengono la dilatazione della miscela suolo e fibre, a causa della pressione interstiziale positiva. Questa è anche una prova che la deformazione di un terreno può mostrare come il tessuto influisce sul comportamento del terreno. Si può osservare dalla fig. 126 che i pendii iniziali delle curve sforzo-deformazione dei terreni rinforzati sono più ripidi rispetto al terreno non rinforzato. L'aggiunta di fibre sembra anche aumentare significativamente la resistenza del terreno. I risultati mostrano che il comportamento sforzo-deformazione era marcatamente influenzato dall'inclusione delle fibre e l'effetto aumenta aumentando il contenuto delle fibre. Si può concludere che le fibre hanno una significativa influenza sul comportamento meccanico del terreno e la resistenza e la rigidità del suolo aumentano all'aumentare del contenuto di fibre.

I cerchi di Mohr a rottura, per differenti pressioni efficaci di confinamento, assieme agli involucri a rottura per il terreno non rinforzato ed per il suolo rinforzato con il 30% di fibre sono mostrati nelle figg. 127 e 128, in termini di tensioni totali e tensioni efficaci, rispettivamente. Gli involucri a rottura passano attraverso l'origine, indicando lo zero di coesione apparente, $c = c' = 0$. Per il terreno non rinforzato, i valori degli angoli di attrito in

termini di tensioni totali ed efficaci (ϕ e ϕ') sono 17° e 27° , rispettivamente (si veda la tabella 29). Per il terreno rinforzato con il 10, il 20 e il 30% di fibre gli angoli di attrito sono di 17 , di 18 e di 20° in termini di tensioni totali e di 3 , di 33 e di 36° in termini di tensioni efficaci.

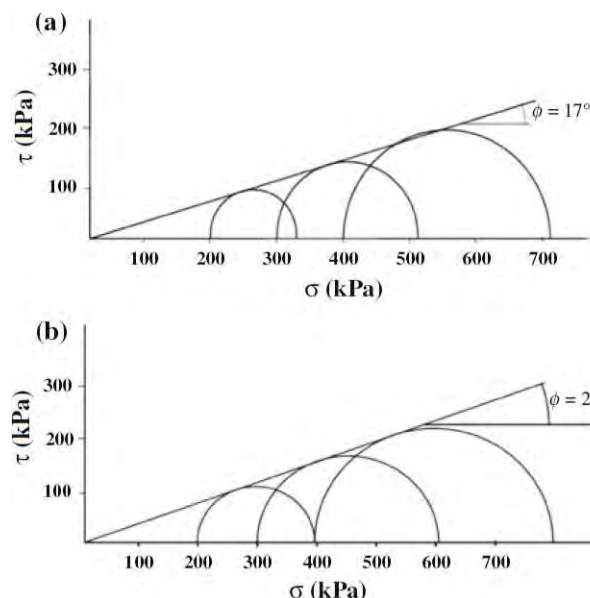


Figura 127. Cerchi di Mohr nel caso di tensioni totali per (a) il suolo naturale e per (b) il terreno con il 30% di fibre

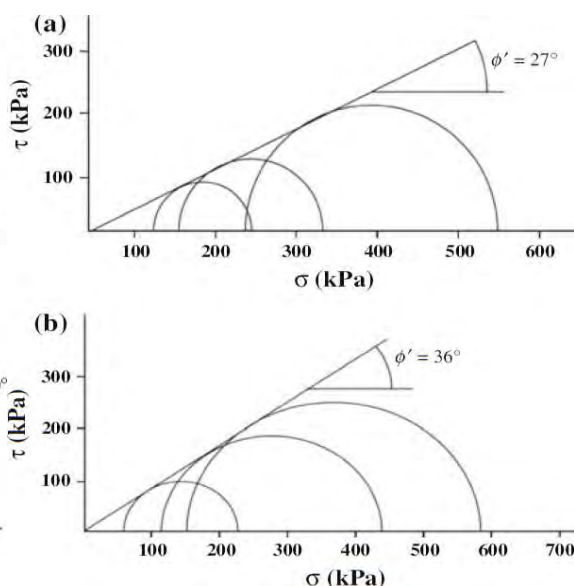


Figura 128. Cerchi di Mohr nel caso di tensioni efficaci per (a) il suolo naturale e per (b) il terreno con il 30% di fibre

La teoria dello stato critico è stata proposta come un utile quadro di riferimento per interpretare il comportamento dei terreni saturi. Lo stato critico è uno stato del suolo durante il taglio, dove la deformazione a taglio può continuare senza qualsiasi ulteriore variazione di tensione o di volume. Allo stato critico, la tensione media netta p' e lo stress deviatore q possono essere correlati da:

$$q = Mp' \quad (117)$$

dove M è il pendio della linea di stato critico nello spazio $p' - q$.

Se si assume che la condizione di stato critico corrisponde ad una deformazione assiale del 20%, allora è possibile costruire la linea di stato critico per ogni condizione. La fig. 129 mostra le linee di stato critico per il terreno naturale e per il terreno rinforzato con diversa composizione fibrosa

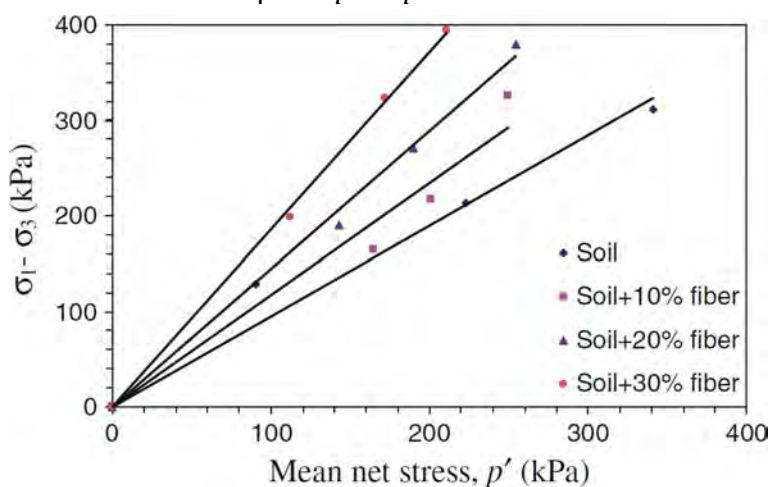


Figura 129. Linee degli stati critici per il suolo naturale e per il suolo con il 10, il 20 e il 30% di fibre

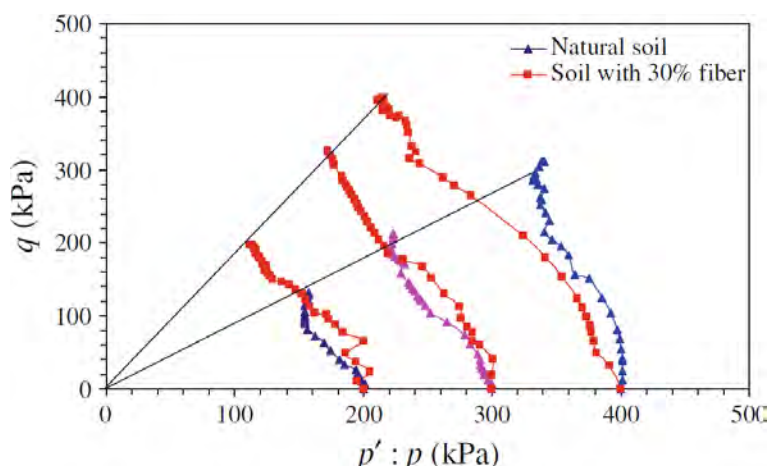


Figura 130. Tipico percorso dello stress efficace per il terreno naturale e per il terreno con il 30% di fibre

sopra a quello del suolo non rinforzo. Questo aumento della forza è dovuto alla combinazione di un aumento di picco di stress deviatore e di diminuzione dello stress efficace a causa dell'aumento della pressione interstiziale causata dalle fibre. Viene determinato un maggiore spostamento (a sinistra) del valore di p' . I risultati mostrano anche che la velocità effettiva aumenta la pressione di confinamento, l'effetto delle fibre sulla resistenza del suolo aumenta. È risultato che, confrontando le ESP_s del suolo non rinforzato e quelle del terreno con il 30% di fibre, la pressione interstiziale aumenta e lo stress efficace diminuiscono all'aumentare della quantità di fibre, soprattutto a elevate pressioni di confinamento.

Per valutare gli effetti delle fibre sulla resistenza del terreno non drenato durante il taglio, è stato introdotto il parametro R_f , dato dal rapporto di resistenza, che è simile al parametro definito da Haeri nel 2000 e da Zhang nel 2006. Per i terreni granulari rinforzati con elementi da rinforzo si ha:

$$R_f = [(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}] / [(\sigma_1 - \sigma_3)_f] \quad (118)$$

dove $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}$ è lo stress deviatore del terreno rinforzato e $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ è lo stress deviatore del terreno non rinforzato, fino a rottura. Usando questa definizione i rapporti di forza per le diverse pressioni efficaci di confinamento e con diverse composizioni fibrose, sono calcolati come indicato in fig. 131. I risultati indicano che, in generale, il rapporto di resistenza diminuisce con l'aumento della pressione di confinamento efficace. Inoltre,

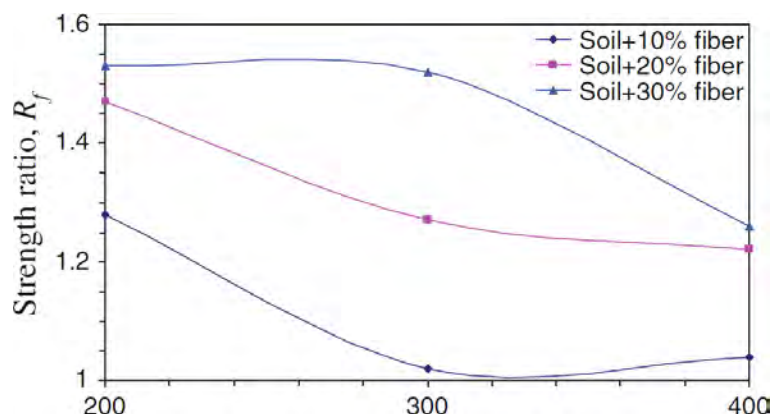


Figura 131. Variazione del rapporto di resistenza (R_f) rispetto alla pressione di confinamento (σ_3) in un terreno con il 10, il 20 e il 30% di fibre

ad una particolare pressione di confinamento efficace, il rapporto di resistenza aumenta aumentando il contenuto di fibre. Si conclude che, il valore di R_f diminuisce all'aumentare della pressione di cella. Sono necessari ulteriori test triassiali sotto diverse pressioni efficaci per verificare questa conclusione.

Nel terreno rinforzato sono le fibre che controllano il comportamento della resistenza del suolo con la loro capacità di trazione. La resistenza alla trazione di una fibra è legata alla sua adesione e all'attrito che si sviluppano lungo la lunghezza della fibra ed è funzione anche della lunghezza della fibra stessa. L'aggiunta al terreno di elementi con proprietà di trazione come le fibre, influenza l'orientamento della superficie di rottura e le zone di taglio attraverso l'attivazione di forze a trazione nelle fibre sotto carico. In questo lavoro, l'aggiunta di fibre ed elevate percentuali di argilla rende il terreno composito. Molti ricercatori come Leelanitkul nel 1989, Tan nel 1994, Kumar & Wood nel 1999 e Wood & Kumar nel 2000 hanno indicato che la forza di suoli composti aumenta di solito con l'aggiunta di una grande percentuale di materiale additivo. Le fibre utilizzate in questo lavoro avevano una lunghezza di 4,0mm, una larghezza di 2,0mm e uno spessore di 0,4mm, quindi erano fibre relativamente corte. Si ritiene che nessuna significativa resistenza alla trazione possa essere sviluppata con queste fibre. L'interazione di queste fibre con il suolo non avviene attraverso la resistenza a trazione supplementare che può essere sviluppata lungo la lunghezza delle fibre, ma con l'aggiunta al terreno di un materiale più resistente. Questo è evidente dai risultati ottenuti dai test come una elevata quantità di fibre (ossia il 10, il 20 e il 30%) dove è stato necessario utilizzare un terreno composito per ottenere un cambiamento modesto nelle proprietà del composito stesso. Questi risultati sono in accordo con i risultati riportati da altri ricercatori come Leelanitkul nel 1989, che ha eseguito delle prove sperimentali per studiare la variazione delle caratteristiche di resistenza di un terreno argilloso con diversi contenuti di sabbia. Egli ha concluso che un terreno argilloso con la presenza di sabbia, compresa tra il 25 e il 35% in peso, ha una maggiore resistenza alla compressione della sola argilla.

I risultati di questo studio hanno mostrato che l'aggiunta di fibre ad un terreno argilloso può migliorare significativamente il comportamento ingegneristico. Le fibre possono essere utilizzate per far aumentare la stabilità degli argini autostradali, per stabilizzare sottofondi di strade e per migliorare le coperture delle discariche. Strutture in terra costruite con terreni argillosi sviluppano essiccazioni e crepe quando sono sottoposte a cicli di essiccazione e bagnatura. L'aggiunta di fibre può ridurre efficacemente il numero e la larghezza delle fessure di essiccazione ed aiuta a controllare le fessurazioni. Possono anche essere utilizzate per la stabilizzazione di terreni espansivi.

Conclusione

Sono state condotte una serie completa di prove edometriche e triassiali per studiare gli effetti delle fibre naturali, distribuite in modo casuale, sul comportamento meccanico di un terreno argilloso. Le seguenti conclusioni sono tratte dai risultati di questo studio.

- Il comportamento dell'argilla che viene rinforzata con una grande quantità di fibre corte è simile a quello di un materiale composito.
- L'inclusione di fibre ha un effetto significativo sul comportamento di consolidamento dei terreni argillosi fibrorinforzati. Le diminuzioni di pressione di pre-consolidamento, C_c e C_s , aumentano con l'aumentare del contenuto di fibre nel terreno.
- Poiché la pressione interstiziale positiva è associata alla tendenza della contrazione volumetrica, si può concludere che le fibre trattengono la dilatazione del terreno fibrorinforzato.
- Gli angoli di attrito in termini delle tensioni totali e delle sollecitazioni efficaci (ϕ e ϕ') aumentano anche con il contenuto delle fibre. Con un aumento nel contenuto di fibre, l'incremento di ϕ' è maggiore dell'aumento di ϕ . La pendenza della linea di stato critico, M , aumenta all'aumentare del contenuto di fibre.
- Dal momento che l'interazione tra le fibre e l'argilla è difficile da quantificare, un confronto tra il taglio e le resistenze ottenute con nei test CU e CD è consigliata per aiutare a capire il meccanismo di interazione tra le fibre e l'argilla.

1.18. Qu, Li, Liu, Chen, Li & Yao - Effect of Random Inclusion of Wheat Straw Fibers on Shear Strength Characteristics of Shanghai Cohesive Soil

Introduzione

Il suolo molle ha scarsa resistenza a taglio ed elevata compressione, di conseguenza tale terreno è suscettibile a cedimenti differenziali o ad altri rischi se viene utilizzato per sottofondi di strutture di ingegneria civile, quali edifici, strade, etc. È necessario migliorare le proprietà del terreno di sottofondo, come la capacità portante, la resistenza a taglio (c , ϕ) e la CBR (California Bearing Capacity). Nella zona est della Cina, in particolare nell'area intorno a Shanghai, vi sono molte strade che sono state costruite, con terreni disponibili a livello locale, depositati dalle alluvioni dal fiume Yangze, che rappresenta un tipo di terreno soffice e troppo comprimibile per fare da sottofondo. Se rafforzato da materiali localmente disponibili come le fibre di paglia di grano, che sono facili da ottenere, il metodo di stabilizzazione comporterebbe la riduzione dei costi dei progetti, rispetto ad una prospettiva più ampia. Ma a causa di un limitato studio, il meccanismo di interazione tra i terreni

alluvionali intorno a Shanghai e le fibre di paglia di grano, non è ancora ben compreso. Proprio a causa di questi motivi, si ritiene necessario indagare a fondo sulla resistenza caratteristica del terreno coesivo localmente disponibile e rinforzato con la stessa disponibilità locale di fibre di paglia di grano. Pertanto, gli autori sono fortemente motivati a studiare le caratteristiche di resistenza del soffice terreno alluvionale di Shanghai, rinforzato con fibre di paglia di grano distribuite in modo casuale, con un diverso contenuto di fibre e per diverse lunghezze.

Il suolo, oggetto di ricerca, e le sue proprietà

Il campione di suolo è stato raccolto a livello locale da un sito di costruzione in un nuovo distretto di Pudong, a Shanghai. I grumi di suolo sono stati rotti in piccoli pezzi e vagliati attraverso un setaccio delle dimensioni di 4,75mm per renderlo libero da sassi, radici, ghiaia ed etc. Il terreno è stato reso omogeneo e pronto per la prova.

Il terreno utilizzato nelle indagini è stato prelevato ad una profondità di circa 1,50m nel sottosuolo del sito. La massima densità secca e l'umidità ottimale sono risultate essere 1,72Mg/m³ e il 20%, rispettivamente. Il terreno aveva un limite liquido del 33%, un limite di plastica del 22%, un indice di plasticità 11, una coesione di 37,9kPa e un angolo di attrito interno di 22°.

Il materiale da rinforzo e le sue proprietà

La paglia di grano utilizzata come rinforzo aveva un periodo di stagionatura di 1 anno circa ed è stata ottenuta da una fattoria locale.

Le cannuce di grano sono state appiattite e utilizzate come rinforzo. La paglia di grano prima di essere appiattita aveva un diametro di 3mm. Le fibre di paglia di grano sono state tagliate in piccoli pezzi da 5, 10, 15 e 20mm di lunghezza media. In questo studio sono stati preparati quattro proporzioni di aspetto ($l/d = 1,67, 3,33, 5, \text{ e } 6,67$, dove d è il diametro prima dell'appiattimento). Le proprietà della paglia di frumento naturale sono presentate nella tabella 30.

Tabella 30. Proprietà delle fibre di paglia di grano

Proprietà	Valori
Resistenza a trazione naturale (N)	110
Allungamento a rottura naturale (%)	22
Densità naturale (Mg/m ³)	0,1
Spessore parete (mm)	0,55

Fornito da Yiyang Testing Co. di Shanghai, Cina

Metodo di prova utilizzato

Sono state condotte una serie di prove a taglio diretto nella presente inchiesta, nel tentativo di studiare gli effetti di inserimento delle fibre di paglia di grano (con un rapporto di aspetto $l/d = 1,67, 3,33, 5, 6,66$) sulla forza locale disponibile $c - \varphi$ del terreno compattato alla massima densità Proctor standard ($1,72\text{Mg/m}^3$). Entrambi i suoli non rinforzati e rinforzati sono stati testati alle quattro diverse tensioni normali σ_n e cioè a 50, 100, 150 e 200kPa, per quantificare la variazione di resistenza a taglio. I quattro tipi di provini sono stati rinforzati, con un contenuto in fibre che è stato variato dallo 0,1 allo 0,4%, con un incremento di 0,1%. Sono state condotte un totale di 68 prove a taglio diretto.

Preparazione del campione

Le fibre di paglia di grano sono state tagliate in lunghezze medie di 5, 10, 15 e 20mm e, quindi, sono state prese in considerazione quattro diverse proporzioni nelle indagini. Il suolo è stato essiccato in forno, macinato e setacciato attraverso un setaccio da 1mm. Le sezioni della paglia di grano sono state aggiunte a questo suolo con diverse percentuali variabili dallo 0 allo 0,4%. Le sezioni da aggiungere al terreno sono state considerate come una parte della frazione solida nella matrice vuoti-solido del suolo. Il contenuto in paglia di grano come parte del rinforzo (ρ) viene qui definito come $\rho = W_f/W$, dove W_f è il peso delle fibre e W è il peso del terreno essiccato in forno. Sulla base dello studio degli effetti di inclusione casuale delle fibre di paglia di grano rispetto alle caratteristiche di resistenza del suolo e calce (si vedano gli studi di Wei del 2010), si è deciso di scegliere un contenuto in fibre variabile dallo 0,1 allo 0,4%. I campioni di terreno sono stati preparati miscelando a secco inizialmente il suolo essiccato in forno e la corrispondente quantità di fibre (secondo la percentuale in peso di suolo essiccato in forno). La miscelazione a secco e ad umido di suolo-fibre-acqua è stata effettuata in un vassoio di metallo non poroso in modo da evitare delle perdite d'acqua. Il terreno, le fibre di paglia e l'acqua sono state mescolate manualmente per un tempo sufficiente e con la cura adeguata per ottenere composto omogeneo. Il terreno misto con fibre e acqua è stato tenuto in sacchi chiusi in polietilene a per 24h in laboratorio, alla temperatura ambiente di $27 \pm 2^\circ\text{C}$, per uniformare la miscelazione del terreno con l'acqua. La miscela così ottenuta è stata utilizzata per la preparazione di campioni sottoposti alla prova a taglio diretto. Una serie di prove a taglio diretto sono state condotte su campioni di suolo sia non rinforzato che rinforzato per fare il confronto tra la resistenza a taglio del terreno non rinforzato e quello rinforzato variando il contenuto di fibre di paglia e le proporzioni di fibre di paglia.

Prova di taglio diretto

In questo studio sperimentale si sono eseguite una serie di prove a taglio diretto. L'apparato a taglio diretto è del tipo ZJ-02. La miscela di suolo-fibre è stata compattata nella scatola a taglio aventi dimensioni 60x60mm in piano e 25mm di profondità, per una pigiatura con densità massima con la Proctor standard ($1,72\text{Mg/m}^3$) e quindi ottenere dei campioni per le prove a taglio diretto. I campioni sono stati preparati con $\rho = 0,1, 0,2, 0,3, \text{ e } 0,4\%$, per tutti e quattro i rapporti di aspetto. Sono stati preparati quattro campioni per ogni test. I campioni sono stati testati a sollecitazioni normali di 50, 100, 150 e 200kPa in condizioni non drenate, consolidate come dalle Specifiche Standard Cina GB-50.007-2011. La velocità di caricamento nei test è di 0,002mm/s. Le sollecitazioni a taglio per rottura sono state registrate in funzione della tensione normale, al contenuto di fibre e al rapporto di aspetto. Le letture del comparatore sull'anello di prova sono stati rilevati a rottura, sotto diverse sollecitazioni normali. La sollecitazione a taglio è stata ottenuta dalla rilevazione del comparatore e moltiplicata per il coefficiente, corrispondente all'anello di prova. Sono stati studiati anche i parametri di resistenza a taglio.

Relazione tra la resistenza a taglio e il contenuto in fibre

Il comportamento di resistenza-contenuto in fibre nel suolo rinforzato, con lunghezza variabile e con differenti tensioni normali, ottenuti dalle prove a taglio diretto sono presentati nella fig. 132(a), (b), (c) e (d). Da queste figure, si osserva che le resistenze a taglio del suolo fibrorinforzato sono leggermente superiori, rispetto a quelle del terreno non rinforzato con normali sollecitazioni da 50 e da 100kPa. Sono invece generalmente superiori, nella maggior parte dei casi, rispetto a quelle del suolo non rinforzato con normali sollecitazioni da 150 e da 200kPa, indipendentemente dalle proporzioni usate. Questi risultati possono essere correlati al legame d'interfaccia tra le fibre e il suolo. Quando le tensioni normali sono piccole, il legame d'interfaccia tra la sezione di paglia di grano e il suolo non è così chiuso e la resistenza a taglio non aumenta significativamente. Con un aumento delle tensioni normali, il legame d'interfaccia diventa invece più stretto e porta ad un graduale aumento della resistenza a taglio. Con un rapporto di aspetto $l/d = 1,67$ e quindi con una lunghezza $l = 5\text{mm}$, la massima resistenza a taglio si verifica all'incirca con un contenuto di fibre dello 0,3%, indipendentemente che le tensioni normali ci siano o no [si faccia riferimento alla fig. 132 (c)]. Con una tensione normale di 200kPa, la resistenza a taglio è aumentata di un fattore 1,36 rispetto al suolo non rinforzato. Con un rapporto di aspetto $l/d = 3,33$ e quindi con una lunghezza $l = 10\text{mm}$, la massima resistenza a taglio si verifica all'incirca con un contenuto di fibre dello 0,2%, indipendentemente dalle tensioni normali

agenti [si veda la fig. 132 (b)]. Con una tensione normale di 200kPa, la resistenza a taglio viene aumentata di un fattore di 1,19 rispetto al terreno non rinforzato. Con un rapporto di aspetto $l/d = 5$ e quindi con una lunghezza $l = 15\text{mm}$, i punti di forza a taglio massimo si verificano anche approssimativamente con un contenuto di fibre dello 0,2%, indipendentemente dalle tensioni normali in gioco [si faccia riferimento alla fig. 129(b)]. Per una tensione normale di 200kPa, la resistenza a taglio massima è aumentata di un fattore di 1,22 rispetto al terreno non rinforzato. Con un rapporto di aspetto $l/d = 6,66$ e quindi con una lunghezza $l = 20\text{mm}$, i punti di massima forza a taglio si verificano con un contenuto di fibre dello 0,2% indipendentemente da quale sforzo normale ci sia [si veda la fig. 132 (b)]. Con una tensione normale di 200kPa, i punti di massima forza a taglio sono aumentati di un fattore di 1,4 rispetto al terreno non rinforzato [si faccia riferimento alla fig. 132 (b)]. Dall'analisi, quando il contenuto di paglia è dello 0,2%, la resistenza a taglio è generalmente aumentata al massimo per qualunque lunghezza delle fibre di paglia o per sollecitazioni normali agenti.

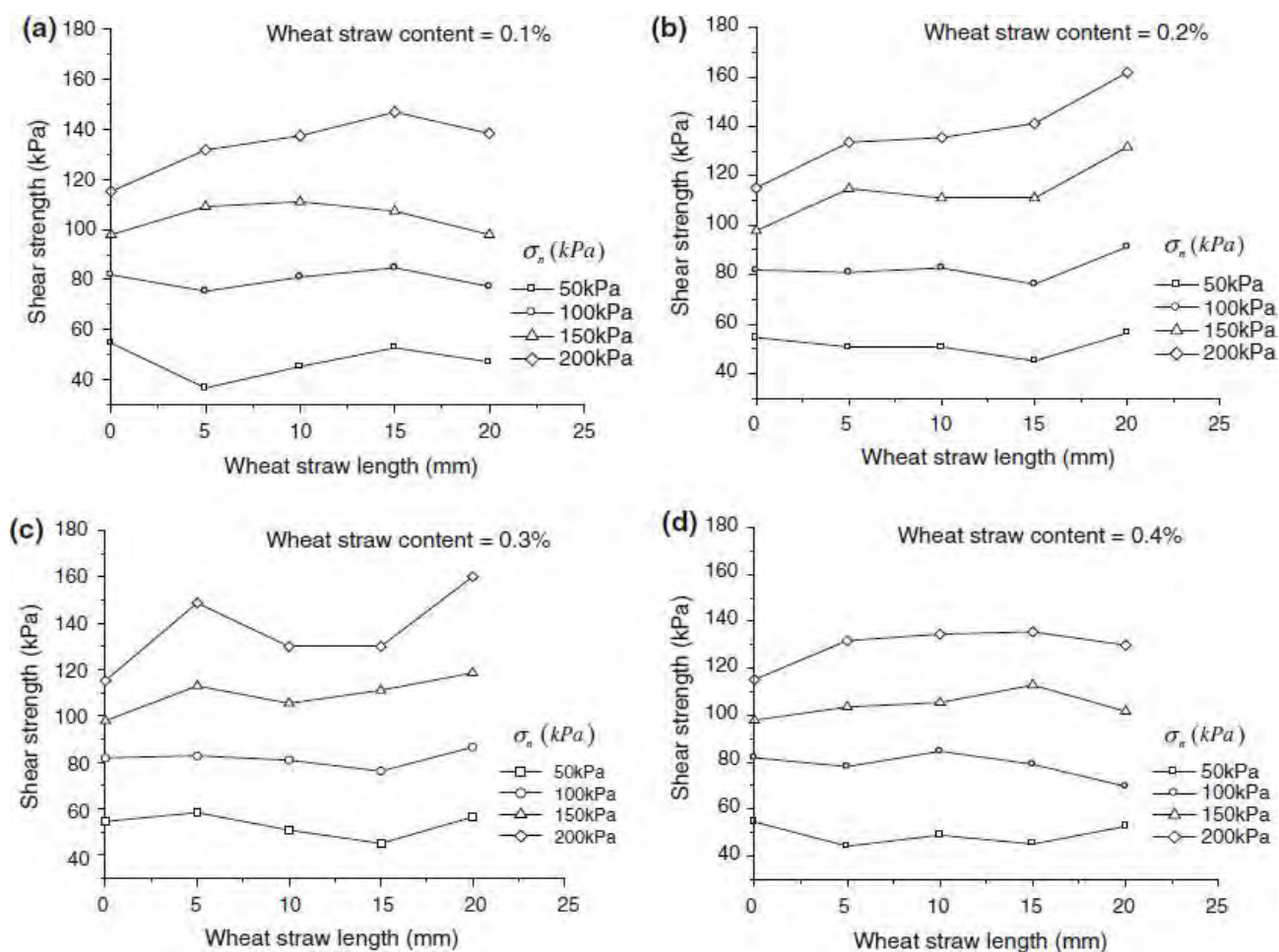


Figura 132. Curve sforzo-lunghezza delle fibre della prova a taglio diretto

Relazione tra la resistenza a taglio e il rapporto di aspetto

Il comportamento sforzo-lunghezza delle fibre, nel terreno fibrorinforzato a diverse sollecitazioni normali, ottenuto da prove a taglio diretto è presentata nella fig. 133. Da questi dati, si osserva che le resistenze a taglio si mantengono invariate in generale o aumentano leggermente rispetto a quelle del suolo non rinforzato, anche con un aumento della lunghezza delle fibre, per piccole sollecitazioni normali (inferiori o uguali a 100kPa), indipendentemente dal contenuto delle fibre. Per elevate sollecitazioni normali (maggiori o uguali a 150kPa), le resistenze a taglio aumentano in misura diversa, con l'aumento della lunghezza delle fibre. Dall'osservazione di questi dati si evince che, con l'aumento delle sollecitazioni normali a taglio aumentano le resistenze nel suolo rinforzato. Con un contenuto delle fibre dello 0,1%, queste resistenze a taglio aumentano, nella maggioranza dei casi, all'aumentare della lunghezza delle fibre fino a 15mm [si vedano le figg. 133(a), (b) e (c)], oltre la quale diminuiscono [si faccia riferimento alla fig. 133(d)], indipendentemente dalle tensioni normali imposte nelle indagini. Così, in questo caso, la lunghezza ottimale delle fibre è risultata essere di 15mm [si veda la fig. 130(c)].

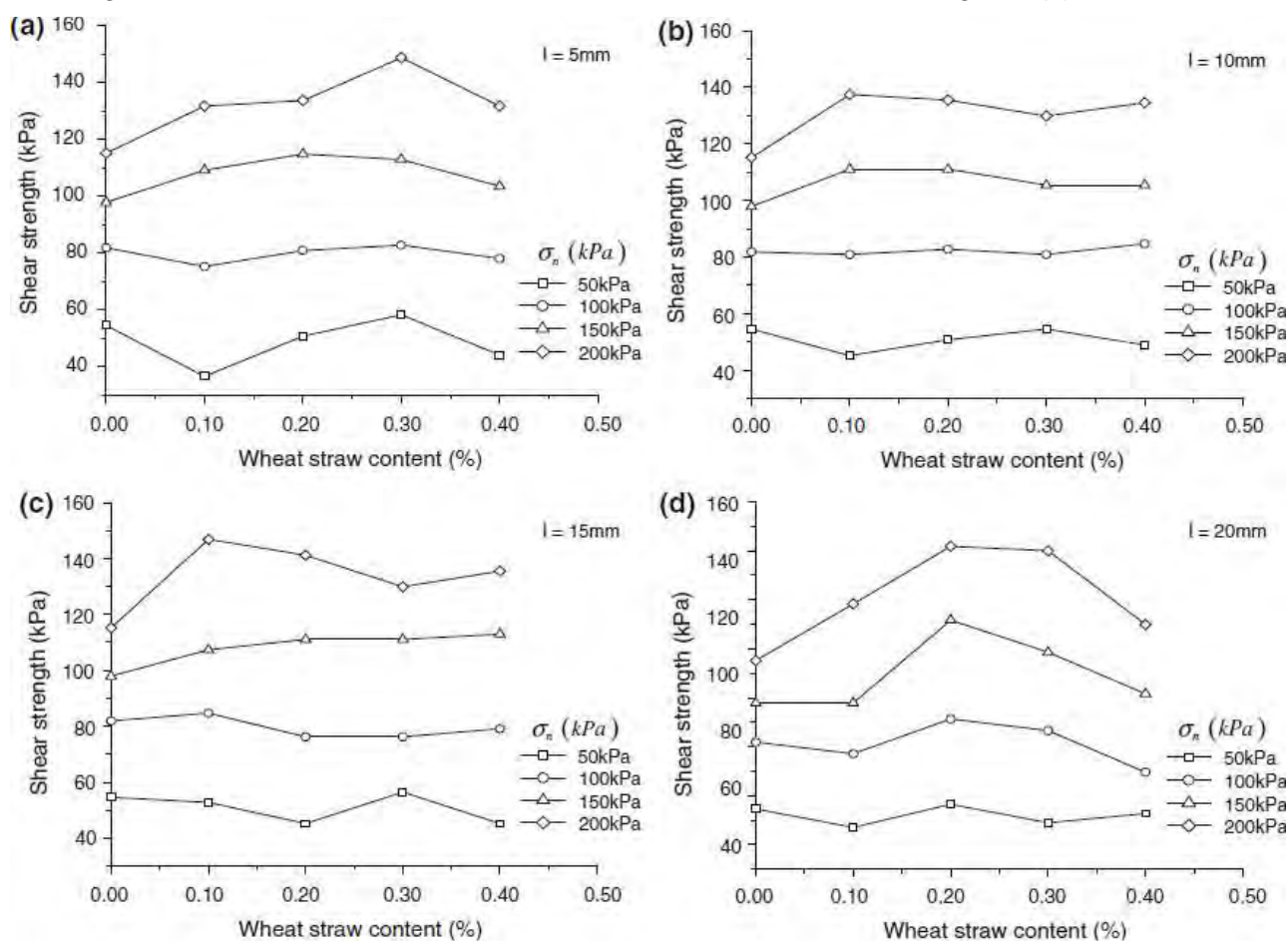


Figura 133. Curve sforzo-contenuto in fibre della prova a taglio diretto

L'aumento massimo della resistenza a taglio viene osservato con una elevata sollecitazione

normale (ossia di 200kPa) e con un fattore di 1,29 rispetto a quella del suolo non rinforzato. Con un contenuto delle fibre dello 0,2 e dello 0,3%, sembra che la lunghezza ottimale delle fibre sia superiore a 20mm [con riferimento alla fig. 133(d)], dove la resistenza a taglio è aumentata almeno di un fattore 1,41 rispetto a quella del suolo non rinforzato. Con un contenuto delle fibre dello 0,4%, la lunghezza ottimale sembra essere di 15mm [si veda la fig. 133(c)]. L'aumento massimo della resistenza a taglio avviene per una lunghezza delle fibre pari a 20mm e con un tenore delle fibre dello 0,3%, sotto una tensione normale di 200kPa [con riferimento alla fig. 133(d)].

Parametri di taglio

Gli involuppi a rottura corrispondenti alle resistenze a taglio ottenuti dalle prove a taglio diretto sono presentati nella fig. 134. I parametri di taglio c e φ osservati e riportati nelle tabelle 31, 32, 33 e 34, indicano che il terreno rinforzato esibisce un aumento dell'angolo di attrito interno φ e una diminuzione della coesione in un modo o nell'altro, con l'aumento del contenuto delle fibre per tutte le lunghezze delle fibre considerate nell'indagine. Questo effetto può essere dovuto all'interazione tra il suolo e le fibre. Nel caso di fibre aventi una lunghezza di 5mm ($l/d = 1,67$), l'angolo di attrito interno è aumentato al massimo di un fattore 1,5, con un contenuto di fibre dello 0,1%. Ma la coesione viene diminuita al minimo di un fattore 4,8, osservata con un contenuto di fibre dello 0,1% [si veda la fig. 134(a)]. Per fibre lunghe 10mm ($l/d = 3,33$), l'angolo di attrito interno è aumentato al massimo di un fattore 1,45, con un contenuto di fibre dello 0,1%. Anche la coesione viene diminuita al minimo di un fattore 2,24, con un contenuto di fibre dello 0,1% [con riferimento alla fig. 134(b)]. Per fibre aventi una lunghezza di 15mm ($l/d = 5$), l'angolo di attrito interno viene aumentato al massimo di un fattore 1,5, con un contenuto di fibre dello 0,2%. La coesione è diminuita al minimo di un fattore 2,92, con un contenuto di fibre dello 0,2% [si veda la fig. 134(c)]. Per fibre lunghe 20mm ($l/d = 6,67$), l'angolo di attrito interno viene aumentato al massimo di un fattore 1,64, con un contenuto di fibre dello 0,3%. La coesione viene diminuita al minimo di un fattore 3,17, con un contenuto di fibre dello 0,3% [si faccia riferimento alla fig. 134(d)]. L'aumento massimo dell'angolo di attrito interno si osserva con un contenuto di fibre dello 0,3%, con fibre aventi una lunghezza di 20mm ($l/d = 6,67$), la massima riduzione della coesione viene osservata con un contenuto di fibre dello 0,1% con fibre lunghe 5mm ($l/d = 1,67$), ma la minor diminuzione di coesione si è osservata con un contenuto di fibre dello 0,3% con fibre aventi una lunghezza di 10 e 15mm ($l/d = 3,33$ e 5, rispettivamente). Pertanto l'aumento massimo dei parametri di sicurezza osservati sono con

un contenuto di fibre dello 0,3% con fibre aventi una lunghezza di 15-20mm. Risultati simili sono stati ottenuti da Wei nel 2010.

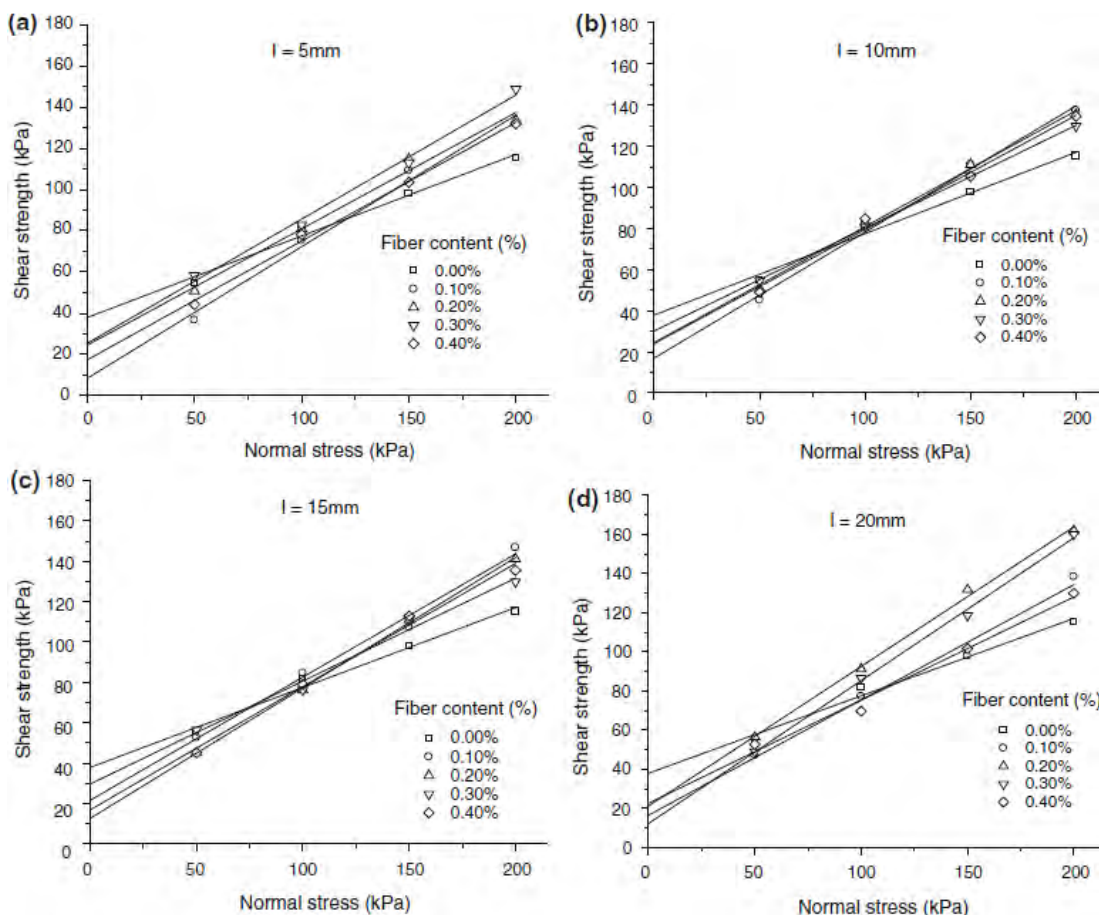


Figura 134. Involuppi per rottura nei suoli rinforzati con fibre di paglia di grano nelle prove a taglio diretto ($l=5, 10, 15$ e 20mm)

Tabella 31. Parametri a taglio per terreni rinforzati con fibre di paglia di grano ricavati dalle prove s taglio diretto ($l=5\text{mm}$)

Serie numero	Contenuto in fibre (%)	Coesione (c) [kPa]	Angolo di frizione interno (ϕ) [°]
0	0,0	38	22
1	0,1	8	33
2	0,2	24	29
3	0,3	25	31
4	0,4	17	30

Tabella 32. Parametri a taglio per terreni rinforzati con fibre di paglia di grano ricavati dalle prove s taglio diretto ($l=10\text{mm}$)

Serie numero	Contenuto in fibre (%)	Coesione (c) [kPa]	Angolo di frizione interno (ϕ) [°]
0	0,0	38	22
1	0,1	17	32
2	0,2	24	29
3	0,3	30	27
4	0,4	24	29

Tabella 33. Parametri a taglio per terreni rinforzati con fibre di paglia di grano ricavati dalle prove a taglio diretto ($l=15\text{mm}$)

Serie numero	Contenuto in fibre (%)	Coesione (c) [kPa]	Angolo di frizione interno (φ) [°]
0	0,0	38	22
1	0,1	22	31
2	0,2	13	33
3	0,3	30	27
4	0,4	17	31

Tabella 34. Parametri a taglio per terreni rinforzati con fibre di paglia di grano ricavati dalle prove a taglio diretto ($l=20\text{mm}$)

Serie numero	Contenuto in fibre (%)	Coesione (c) [kPa]	Angolo di frizione interno (φ) [°]
0	0,0	38	22
1	0,1	16	30
2	0,2	21	35
3	0,3	12	36
4	0,4	23	28

Conclusione

Sulla base delle indagini sperimentali di cui sopra, sono tratte le seguenti conclusioni.

1. Sotto piccole sollecitazioni normali ($\leq 100\text{kPa}$), la resistenza a taglio del terreno si mantiene approssimativamente inalterato, ma sotto grandi tensioni normali ($> 100\text{kPa}$), la resistenza a taglio aumenta significativamente con l'inclusione delle fibre di paglia di grano. La massima resistenza a taglio è giunta con un contenuto di fibre dello 0,2-0,3%. Per una lunghezza di fibre di 15-20mm, l'aumento è massimo, se confrontato con il terreno non rinforzato.
2. L'angolo di attrito interno aumenta con l'aumento del contenuto di fibre, fino alla dose ottimale, per tutte e quattro le lunghezze delle fibre, per poi diminuire o rimanere inalterato. Ma la coesione diminuisce con l'aumento del contenuto di fibre fino ad una dose ottimale per tutte e quattro le lunghezze delle fibre e per poi aumentare.
3. L'aumento massimo dell'angolo di attrito interno si osserva per un contenuto dello 0,3% di fibre di paglia di frumento e il fattore di incremento è 1,64 per le fibre di grano aventi una lunghezza di 15mm. Analogamente, la riduzione minima della coesione viene osservata allo 0,3% del contenuto di paglia di frumento e il fattore diminuisce fino a 1,27 per fibre di paglia di frumento con una lunghezza di 15mm.
4. Il tasso di incremento della resistenza a taglio massimo è 1,41 con una tensione normale di 200kPa indipendentemente dalla lunghezza delle fibre di paglia di grano usate. Così l'aumento massimo della resistenza a taglio si verifica circa allo 0,3% del contenuto di fibre di paglia di grano per tutte le sue lunghezze.

1.19. Maliakal & Thiyyakkandi - Influence of Randomly Distributed Coir Fibers on Shear Strength of Clay

Introduzione

L'uso di fibre di cocco come rinforzo nei terreni è un metodo efficace per il miglioramento del suolo nei paesi dell'India, delle Filippine, dell'Indonesia, del Brasile, etc. dove sono a buon mercato e disponibili localmente. Tra i materiali naturali per il rinforzo del terreno, le fibre di cocco hanno delle buone caratteristiche di robustezza, di resistenza e un lungo periodo prima di una biodegradazione significativa (si vedano gli studi di Girish & Ayyar del 2000, di Ayyar del 2002 e di Ed Mwashia del 2009). Rao & Balan nel 2000 hanno riferito di un effettivo guadagno nei parametri della resistenza e della rigidità della sabbia con l'inclusione delle fibre di cocco. Rao nel 2005 ha trovato che il comportamento della sabbia rinforzata con fibre di cocco e geotessili è simile a quello osservato utilizzando fibre sintetiche e geogriglie. Babu & Vasudevan nel 2007 hanno esaminato l'adeguatezza dei diversi metodi per la previsione della resistenza della sabbia fibrorinforzata con fibre di cocco e hanno suggerito un approccio analitico per la stima del modulo di rigidezza. Vinod nel 2007 ha studiato la risposta a taglio non drenata dell'argilla rinforzata con un'anima in fibre di cocco e sabbia, notando che l'aggiunta di fibre di cocco nel nucleo di sabbia ha notevolmente migliorato le caratteristiche di resistenza dell'argilla. Babu nel 2008 ha analizzato il miglioramento della resistenza sul gonfiore e sulle caratteristiche di compressibilità dei terreni di cotone nero a causa dell'inclusione delle fibre di cocco e ha descritto il meccanismo di miglioramento. Sulla base di questi studi sperimentali, Babu & Vasudevan nel 2008 hanno riferito che la resistenza e la rigidezza del suolo tropicale sono aumentate con l'inclusione di fibre di cocco, utilizzando una quantità in fibre di circa l'1-2% rispetto al peso.

È evidente da studi precedenti che le diverse forme delle fibre di cocco, quali ad esempio le fibre discrete, a maglia, etc., sono altamente efficaci come elemento da rinforzo nel terreno e pertanto dovrebbero essere pienamente utilizzate. Sono stati eseguiti degli studi limitati su l'uso delle fibre di cocco distribuite in modo casuale in terreni a grana fine. Questo documento si basa sulle indagini e sul comportamento della resistenza a taglio dell'argilla rinforzata con fibre di cocco distribuite in maniera casuale, eseguendo una serie di prove a compressione triassiale. La portata dello studio è stata limitata a tre tipi di argille. Sono state utilizzate due tipi di argilla per esaminare l'effetto delle proprietà delle fibre di cocco, come il contenuto di fibre (W_f : il peso di fibre in % di peso solido nel suolo) e il rapporto di aspetto delle fibre (A_r : il rapporto tra lunghezza e il diametro delle fibre) e la sollecitazione di confinamento del suolo dovuta dalla resistenza a taglio dell'argilla rinforzata. Per queste

due argille si sono svolte delle analisi statistiche sulla regressione dei dati nei test a compressione triassiale, sviluppando delle espressioni analitico-matematiche per prevedere in modo migliore le tensioni principali a rottura dell'argilla fibrorinforzata con fibre di cocco. Le espressioni utilizzano il contenuto di fibre, il rapporto di aspetto, lo stress di confinamento e le caratteristiche del terreno come i parametri di input per la previsione degli inviluppi delle tensioni principali. I modelli proposti sono stati convalidati prevedendo l'inviluppo della sollecitazione a rottura nella terza argilla.

Esperimenti di laboratorio

Sono state condotte una serie di prove a compressione triassiale consolidate non drenate su delle argille fibrorinforzate con fibre di cocco al varie delle proprietà delle fibre (il contenuto di fibre e le loro proporzioni) e la sollecitazione di confinamento. Tutte le prove sono state eseguite ad una velocità di deformazione assiale di 0,05mm/min e sono continuate fino alla rottura del campione o fino ad una deformazione assiale del 20%, a seconda di quale si presentasse per prima.

Test sui materiali

Sono stati utilizzati tre differenti tipi di argilla nel presente studio. Il terreno 1 è stato preparato artificialmente con calcinato di caolinite di argilla e i suoli 2 e 3 provengono da depositi naturali di due diverse località nello stato del Kerala, in India. Le proprietà fisiche del suolo, la classificazione, le caratteristiche di compattazione e i parametri di resistenza a taglio dei terreni sono riassunti nella tabella 35. I suoli 1 e 2 sono stati usati per studiare l'effetto delle caratteristiche delle fibre e lo sforzo da confinamento rispetto alla resistenza a taglio dell'argilla e lo sviluppo di modelli matematici, mentre per il suolo 3 è stato utilizzato per la verifica di questi modelli.

Tabella 35. Proprietà delle argille

Proprietà	Terreno 1	Terreno 2	Terreno 3
Limite liquido (%)	45	64	47
Limite di plastica (%)	23	36	22
Indice di plasticità (%)	22	28	25
Peso specifico	2,55	2,70	2,42
% di sabbia	20	-	17
% di limo	48	27	59
% di argilla	32	73	24
Classificazione del terreno (USC)	CL	OH	CL
Massima densità secca (Mg/m ³)	15,4	13,05	14,03
Contenuto di umidità ottimale (%)	21	33	28
Angolo di attrito interno, ϕ	30	15	28
Coazione, c (kPa)	26,57	29,92	30,53

Una quantità sufficiente di fibre di cocco è stata ottenuta da fonti locali e i campioni rappresentativi sono stati selezionati a caso dalla massa principale. La resistenza a trazione delle fibre è stata determinata utilizzando un microprocessore che controllava la macchina di prova universale. Le proprietà delle fibre sono elencate nella tabella 36.

Tabella 36. Caratteristiche della fibra di cocco

Articolo	Valore
Diametro medio (mm)	0,24
Resistenza media a trazione (kPa)	$1,01 \times 10^4$
Deformazione media a trazione (%)	14,91
Lunghezza delle fibre utilizzate nello studio (mm)	12, 24, 36
Densità (kN/m ³)	10,51

Preparazione e test di esempio

Sono state eseguite tutte prove di compressione triassiale (del tipo IS: 2720 (Part XII) 1981 e riaffermate nel 2002) sui campioni di terreno e preparati alla massima densità secca e all'umidità ottimale (OMC), misurata con il test di compattazione standard [del tipo IS: 2720 (Parte VII) 1980 e riaffermata nel 2002]. Le fibre di cocco aventi un diametro medio di 0,24mm (si veda la tabella 36) sono state utilizzate nello studio e l'influenza del rapporto di aspetto delle fibre è stata indagata utilizzando fibre di cocco a diversa lunghezza. Ogni tipo di argilla è stata mescolata a caso con le fibre di cocco con un diverso rapporto di aspetto e un diverso contenuto di fibre. Le proporzioni selezionate nel presente studio sono state 50, 100, e 150 e il contenuto di fibre scelta è stato dello 0,5, 1, e del 2%. È stata mescolata la quantità necessaria di terreno asciutto con l'acqua corrisponde alla frazione in peso richiesto OMC e poi sono state aggiunte e mescolate accuratamente le fibre, al fine di ottenere una miscela uniforme di suolo-fibre. La miscela è stata usata per riempire uno stampo cilindrico avente diametro 38mm e altezza 76mm, in tre strati uguali e ogni strato è stato compattato utilizzando un dispositivo di pigiatura leggera, appositamente progettato del diametro di 19mm, con un peso di 0,438kg e un'altezza di caduta 120mm, per raggiungere la densità desiderata. Il numero di colpi necessari per strato sono stati 33, corrispondenti quasi perfettamente all'energia di compattazione per una unità di volume di 593kJ/m³ nella prova di compattazione standard [secondo la IS: 2720 (Parte VII) 1980 e riaffermata nel 2002]. Successivamente, il campione è stato estruso fuori dallo stampo lasciandolo indisturbato e utilizzandolo nei test. Il campione è stato mantenuto per la consolidazione sotto una pressione di confinamento specificata per circa 24 ore. Le sollecitazioni di confinamento considerate nel presente studio sono state di 25, 50, 100, 200, e 300kPa. La valvola di scarico è stata chiusa dopo il completamento del consolidamento e il campione è stato portato a rottura in condizioni non drenate applicando

uno sforzo deviatore. In totale sono state condotte 92 prove di compressione triassiale, variando il contenuto di fibre, il rapporto di aspetto e la pressione di confinamento.

Comportamento sotto carico dell'argilla fibrorinforzata

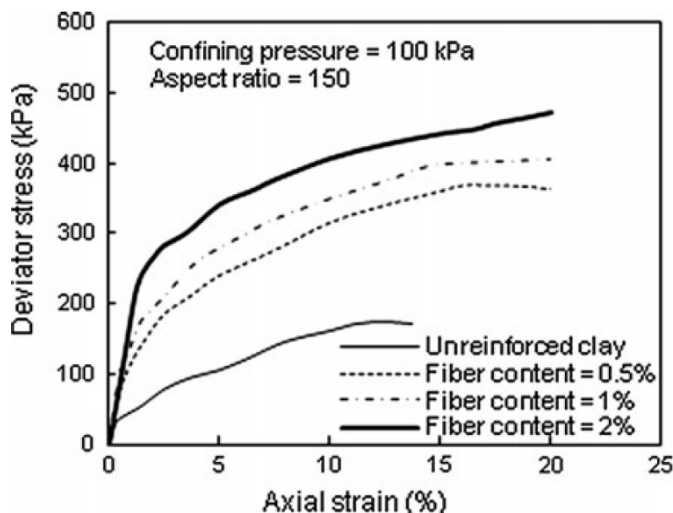


Figura 136 Grafico di deviatore di tensione-deformazione per un campione in argilla fibrorinforzata al variare del contenuto di fibre (terreno 2, rapporto di aspetto=150 e pressione di confinamento=100kPa)

di fibre (1-2%), nessun picco è stato osservato nei deviatori di tensione-deformazione fino al convenzionale stato di rottura che in genere corrisponde al 20% della deformazione, rispetto all'argilla non rinforzata che raggiunge un picco di stress deviatore ad una deformazione assiale di circa il 10-15%. Questi dati sono simili alla risposta della sabbia rinforzata con fibre come riportato da Ranjan nel 1996. In fig. 136 abbiamo i deviatori di tensione-deformazione dell'argilla rinforzata con fibre di cocco al variare del rapporto di aspetto (50, 100, e 200), con un contenuto di fibre costante del 1% e ad una pressione di confinamento di 100kPa. La risposta sforzo-deformazione varia in funzione al rapporto di aspetto in modo identico a quello dovuto ad un diverso tenore di fibre.

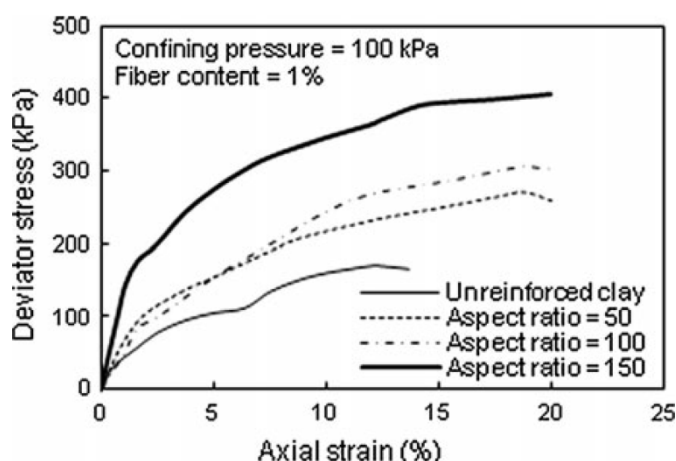


Figura 135. Grafico di deviatore di tensione-deformazione per un campione in argilla fibrorinforzata al variare del rapporto di aspetto (terreno 2, contenuto in fibre=1% e pressione di confinamento=100kPa)

Effetto della tensione di confinamento

Nelle figg. 137 e 138 sono riportati i principali sviluppi delle sollecitazioni tipici per l'argilla rinforzata con fibre di cocco, al variare del contenuto di fibre W_f e al variare del rapporto di

aspetto A_r , rispettivamente. Come i dati dimostrano, gli sviluppi della forza nell'argilla fibrorinforzata sono quasi curvilinei, con una transizione che si verifica ad una pressione di confinamento, conosciuta come pressione di confinamento critica, come nella sabbia fibrorinforzata (vi vedano gli studi di Maher & Gray del 1990 e quelli di Ranjan del 1996). La misurazione della lunghezza finale delle fibre prelevate dalla porzione centrale dei campioni testati rivelano che nei campioni testati, al di sotto dello sforzo di confinamento critico, si è verificato un piccolo o assente stiramento delle fibre. Mentre nei campioni testati al di sopra dello sforzo di confinamento critico, c'è stato un aumentato considerevole nella stiramento delle fibre (3-15%).

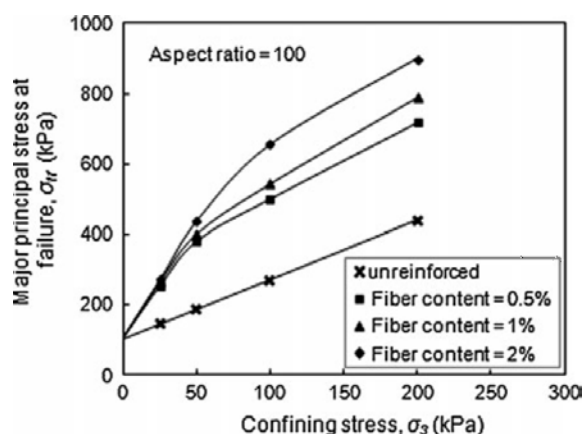


Figura 137. Sviluppi delle tensioni principali al variare del contenuto di fibre (terreno 1, rapporto di aspetto=100)

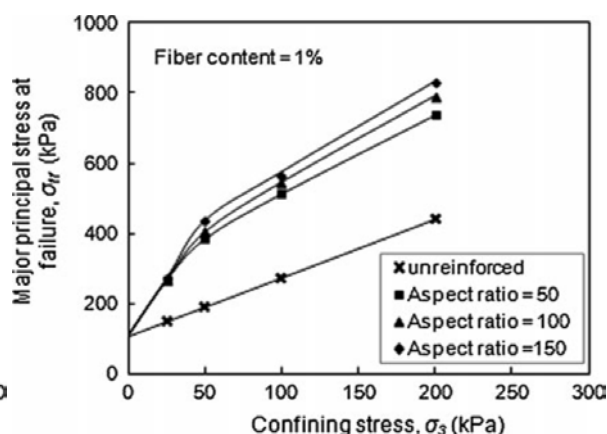


Figura 138. Sviluppi delle tensioni principali al variare del rapporto di aspetto (terreno 1, contenuto in fibre=1%)

Queste osservazioni indicano che le fibre probabilmente hanno subito uno scorrimento durante la fase di taglio nel caso di uno sforzo di confinamento inferiore a quello critico, invece le fibre si stirano o cedono quando le pressioni di confinamento superano la sollecitazione critica, come avviene nella sabbia fibrorinforzata (si vedano in considerazione gli articoli di Maher & Gray del 1990). Come è evidente dalle figg. 137 e 138, il beneficio del rinforzo in fibre diminuisce se la pressione di confinamento supera un valore critico. D'altro canto, con una bassa pressione di confinamento (25kPa), il miglioramento del suolo, all'aumentare del contenuto di fibre e del rapporto di aspetto, non è significativo. Così il massimo miglioramento sulla base relativa si verifica quando la pressione di

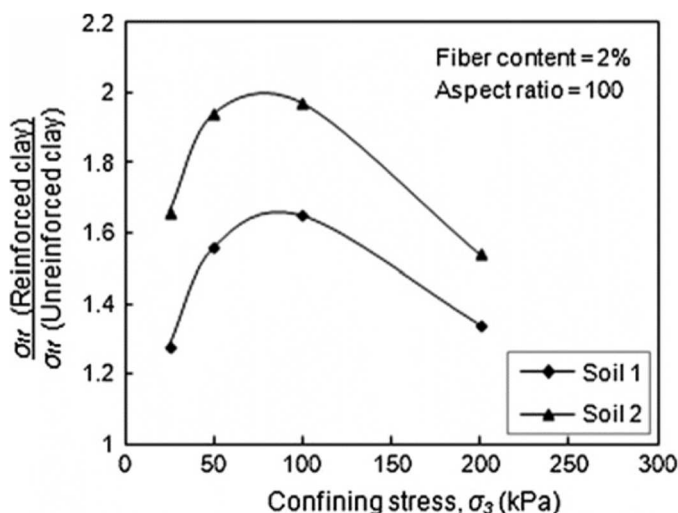


Figura 139. Normalizzazione della massima tensione principale a rottura versus sollecitazione di confine (contenuto in fibre=2%, rapporto di aspetto=100)

confinamento è vicina al valore critico, come mostrato dalla fig. 139. Il terreno 2, che ha un contenuto di argilla superiore, ha mostrato un miglioramento maggiore rispetto al terreno 1 (si veda la fig. 139). Questo può essere attribuito alla maggiore area di contatto tra l'argilla e le fibre, che si traduce in un aumento della resistenza d'attrito.

Effetto del contenuto di fibre

La fig. 140 indica che mantenendo costanti il rapporto di aspetto e la pressione di confinamento, la massima sollecitazione principale a rottura aumenta, all'aumentare del contenuto in fibre. Dalla fig. 140 si può anche osservare che l'aumento della variazione di tensione principale a rottura è curvilineo con una transizione maggiore per un contenuto in fibre compreso tra lo 0,5 e l'1%. Anche se il tasso di

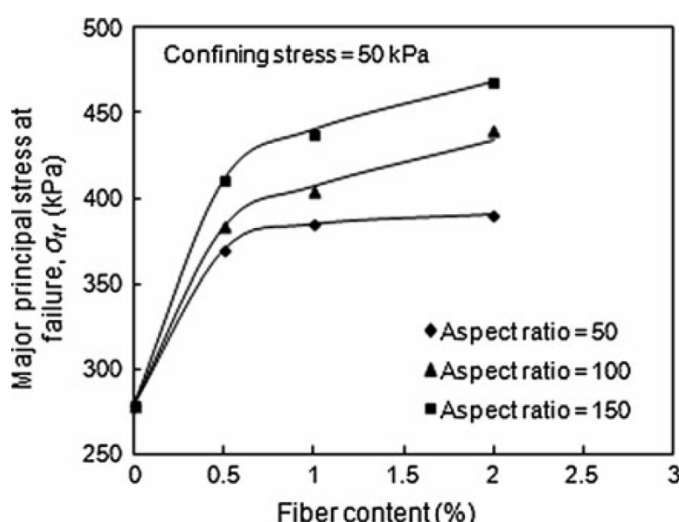


Figura 140. Variazione massima della tensione principale per rottura al variare del rapporto di aspetto delle fibre (terreno 1, tensione di confinamento=50kPa)

miglioramento è relativamente piccolo con un contenuto in fibre dell'0,5-1%, si può apprezzare un notevole miglioramento soprattutto per proporzioni superiori (100 e 150). L'aumento massimo della tensione principale a rottura per il terreno 1 è di 1,78 volte superiore rispetto a quello dell'argilla non rinforzata, con contenuto in fibre del 2%, un rapporto di aspetto di 150 e una pressione di confinamento di 100kPa, mentre per il suolo 2 è di 2,16, con contenuto in fibre del 2%, un rapporto di aspetto di 150 e una pressione di confinamento di 50kPa. Per tutti i rapporti di aspetto e le pressioni di confinamento, i massimi miglioramenti di resistenza sono stati osservati con un tenore in fibre del 2%. Nel presente studio, il massimo tenore in fibre è stato limitato al 2%, a causa della difficoltà associata alla preparazione del campione.

Effetto del rapporto di aspetto

L'effetto del rapporto di aspetto è stato isolato per valutare i campioni in cui è stata variata la lunghezza delle fibre, ma tutte le altre variabili significative della prova sono state comunque controllate. I risultati delle prove di compressione triassiale consolidata non drenata evidenzia che la resistenza aumenta nel provino con l'incremento del rapporto di aspetto. All'aumentare della lunghezza delle fibre si ha più area di contatto disponibile con

il terreno, che a sua volta aumenta la resistenza di attrito delle fibre con l'argilla. La fig. 141 illustra la variazione maggiore di tensione principale a rottura con il rapporto di aspetto del contenuto in fibre, alla pressione di confinamento costante. La variazione è risultata essere curvilinea con un cambio di pendenza e un rapporto di aspetto di circa 50-100. Il miglioramento massimo è stato osservato con una

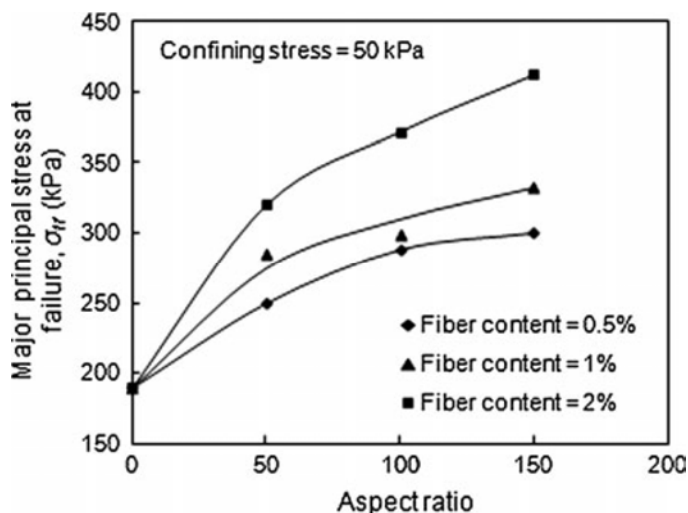


Figura 141. Variazione massima della tensione principale per rottura al variare del rapporto di aspetto (terreno 2, tensione di confinamento=50kPa)

proporzione di 150 e una lunghezza delle fibre di 36mm, al variare del contenuto in fibre (0,5, 1, e 2%) e alle pressioni di confinamento di 25, 50, 100, e 200kPa. Il rapporto di aspetto massimo possibile utilizzato nel presente studio è stato di 150, che corrisponde ad una lunghezza di 36mm delle fibre, che si avvicina notevolmente alla dimensione diametrica di campioni di prova, ossia di 38mm.

Modello matematico per la previsione massima

Come indicato dallo studio sperimentale, le variabili che influenzano la resistenza a taglio dell'argilla fibrorinforzata dipendono dalle proprietà delle fibre, dalle proprietà del suolo e dalla pressione di confinamento. L'analisi di regressione è stata effettuata sui risultati delle prove a compressione triassiale non drenata consolidata per sviluppare un modello statistico, per prevedere il massimo sforzo principale a rottura. I parametri considerati nella presente analisi sono il contenuto di fibre, il rapporto di aspetto delle fibre, i parametri di resistenza del terreno (la coesione ed l'angolo di attrito interno) e la pressione di confinamento. L'espressione matematica del modello può essere scritta come:

$$\sigma_{1f} = f(W_f, A_r, f, \sigma_3) \quad (119)$$

Nell'equazione precedente, σ_{1f} è la massima sollecitazione principale a rottura nell'argilla rinforzata con fibre di cocco [kPa]; W_f è il contenuto di fibre [%]; A_r è l'allungamento; σ_3 è la sollecitazione di confinamento [kPa] ed f è il coefficiente di attrito, che rappresenta l'effetto combinato dell'angolo di attrito interno ϕ e della coesione c dell'argilla non rinforzata, come espresso dall'eq. 111 (come annunciato da Ranjan nel 1996):

$$f = c/\sigma_N + \tan(\phi) \quad (120)$$

È pratica comune in ingegneria geotecnica utilizzare la pressione atmosferica, $P_a \approx 100\text{kPa}$, come sollecitazione di riferimento (si vedano gli studi di Hardin & Black del 1966 e di Bolton del 1986). Pertanto nel presente studio, è stato usato un valore di riferimento di sollecitazione normale σ_N di 100kPa per stimare il coefficiente di attrito f , utilizzando l'eq. 111. Sono stati sviluppati due modelli matematici, uno, per una pressione di confinamento inferiore alla pressione di confinamento critica ($\sigma_3 \leq \sigma_{cr}$) e un altro, per una pressione di confinamento superiore alla pressione di confinamento critica ($\sigma_3 \geq \sigma_{cr}$), a causa della natura curvilinea degli sviluppi di sollecitazione principale. Per ogni combinazione del rapporto “contenuto-aspetto delle fibre incluse nello studio”, è stata ottenuta la pressione di confinamento critica σ_{cr} , il cui valore lineare ultimo influenza lo sviluppo dello sforzo a per rottura, iniziale (si faccia riferimento agli studi di Ranjan del 1996). Il SPSS, ossia il pacchetto software per l'analisi statistica, è stato utilizzato per l'analisi della regressione dei dati sperimentali. Un'analisi di regressione multipla è stata eseguita con un intervallo di affidabilità del 95% utilizzando il metodo stepwise (graduale). L'analisi separata è stata effettuata per osservare, sopra e sotto, le sollecitazioni critiche di confinamento. Vari modelli, come quello lineare, polinomiale, logaritmico, esponenziale, etc., sono stati provati nell'analisi. È stato scelto il modello logaritmico dell'eq. 121, come forma semplificata, per uno sforzo inferiore rispetto a quello critico di confinamento, mentre per uno sforzo maggiore rispetto al quello critico di confinamento, è stato scelto il modello lineare dell'eq. 122.

$$\sigma_{1f} = 24,12\sigma_3^{0,559} f^{0,597} W_f^{0,139} A_r^{0,162} \quad \text{per } \sigma_3 \leq \sigma_{cr} \quad (121)$$

$$\sigma_{1f} = -275,355 + 2,243\sigma_3 + 472,878f + 82,076W_f + 1,241A_r \quad \text{per } \sigma_3 \geq \sigma_{cr} \quad (122)$$

Il valore di R^2 per le eq. 121 e 122 è rispettivamente 0,965 e 0,975, il che indica che il 96,5 e il 97,5% della variabilità di σ_{1f} , spiegato nel rispettivo caso in cui sono state utilizzate le quattro variabili W_f , f , A_r e σ_3 . L'adeguatezza del modello proposto e la significato del coefficiente di ogni variabile, sono stato controllati dai test F di Fischer e, rispettivamente, dai test t di studenti, con un livello di confidenza del 95%. La tabella 37 mostra i risultati dei test F per entrambi i modelli. In entrambi i casi, il valore di P è molto inferiore a 0,05 (il cui livello di confidenza è del 95%) e quindi i modelli con le quattro variabili indipendenti sono adeguati per predire attendibilmente la variabile dipendente (σ_{1f}) con un livello di confidenza del 95%. Dai risultati dei test t elencati nella tabella 38, è evidente che il valore P , per tutti i coefficienti, è meno dello 0,05, e indica che i coefficienti di tutte le variabili sono significativi, con un livello di confidenza del 95%.

Tabella 37. Risultati dei test F

Modello	R^2	Stima di F	Stima di P	Osservazione
Equazione 3	0,965	234,92	$2,97 \times 10^{-24}$	$P < 0,05$
Equazione 4	0,975	410,06	$4,75 \times 10^{-33}$	$P < 0,05$

Tabella 38. Risultati dei test t

Variabili	Equazione 3			Equazione 4		
	Coefficienti	Stima di t	Stima di P	Coefficienti	Stima di t	Stima di P
σ_3	0,559	24,14	$5,63 \times 10^{-23}$	2,243	32,27	$2,85 \times 10^{-31}$
f	0,614	11,86	$1,24 \times 10^{-13}$	543,808	12,79	$4,48 \times 10^{-16}$
W_f	0,139	7,83	$4,05 \times 10^{-9}$	82,076	9,62	$3,47 \times 10^{-12}$
A_r	0,162	7,83	$1,46 \times 10^{-8}$	1,241	9,51	$4,89 \times 10^{-12}$

Come detto in precedenza, le eq. 121 e 122 sono state ottenute considerando una tensione normale arbitraria σ_N , di 100kPa inserito nell'eq. 120. Al fine di identificare l'effetto del valore σ_N , scelto arbitrariamente, per le espressioni derivanti e la predizione di massima sollecitazione principale a rottura, le analisi sono state effettuate con diversi valori di σ_N , ossia 50, 200 e 300kPa. È stato trovato che l'uso di differenti valori di σ_N cambia la costante (ad esempio si ha 24,12 nell'eq. 119) e la potenza/coefficiente di attrito f , in entrambe le eq. 119 e 120, elencati nella tabella 39. Ma coefficiente/potenza di altri parametri, come W_f , A_r e σ_3 , sono influenzati. Tuttavia la previsione utilizza le equazioni ottenute per differente valore di σ_N che produce essenzialmente gli stessi principali sviluppi di stress, come mostrato in fig. 142 (tutte le curve di predizione coincidono). Ciò indica che l'uso di una arbitraria σ_N (diciamo 100kPa) ha valore per lo sviluppo di modelli di regressione, non influenza la previsione.

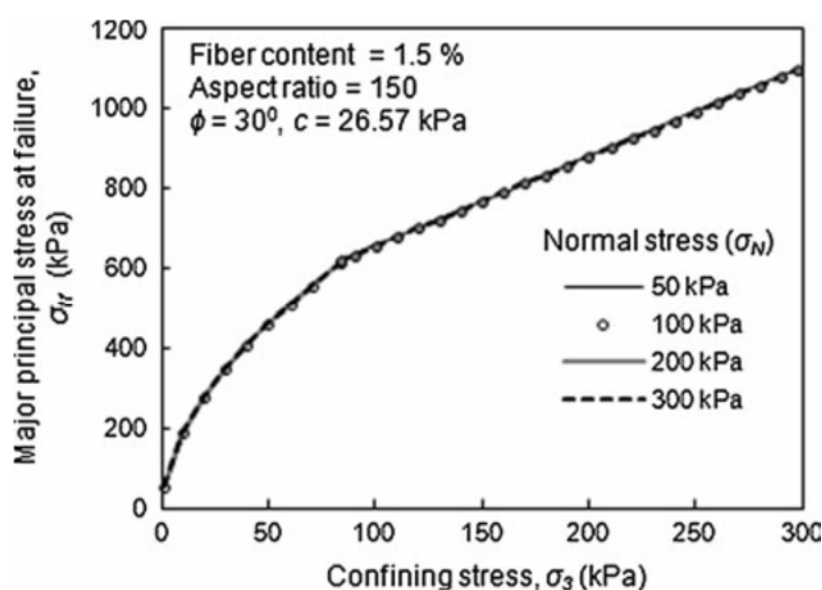


Figura 142. Confronto dei predetti sviluppi di tensione principale utilizzando modelli di regressione ottenuti con differenti valori di tensione normale

Tabella 39. Modelli di coefficienti per differenti stress normali

Stress normali (kPa)	$\sigma_3 \leq \sigma_{cr}$		$\sigma_3 \geq \sigma_{cr}$	
	Costante	Forza di f	Costante	Coefficiente di f
50	19,73	0,959	-473,575	538,315
100	24,12	0,597	-275,355	472,878
200	25,37	0,446	-193,450	445,974
300	25,61	0,399	-168,166	437,674

Le fig. 143a e 143b confrontano le predette (eq. 112 e 113) e i valori di maggiore tensione principale misurate a rottura. Come risulta evidente dalle fig. 143, i punti dati sono abbastanza vicini alla “linea equivalente” (45°), che indica che i modelli proposti (eq 121 e 122) possono prevedere i danni principali degli involucri delle tensioni per l'argilla rinforzata con fibra di cocco con ragionevole accuratezza. I modelli proposti sono stati applicati in un altro terreno (suolo 3) per ulteriori verifiche. Le proprietà rilevante nel terreno sono riassunti nella Tabella 35. La fig. 144 presenta la rottura principale degli involucri di rottura dovuti dalle sollecitazioni e misurate per il suolo 3 rinforzato con fibre di cocco (rapporto di aspetto=100 ed contenuto di fibre=1%). Come mostrato nella fig. 144, le previsioni corrispondono ai valori misurati, fornendo un supporto generale per i modelli proposti.

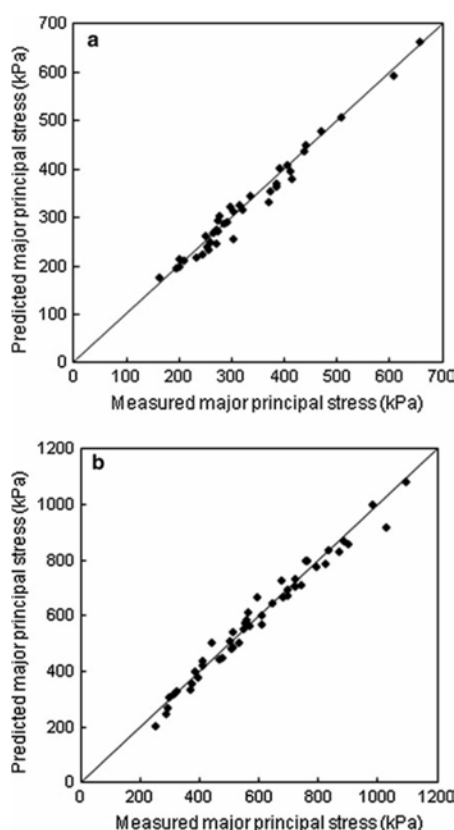


Figura 143. I predetti e misurati valori di maggiore tensione principale a rottura per argilla rinforzata con fibra di cocco, a) $\sigma_3 \leq \sigma_{cr}$, b) $\sigma_3 \geq \sigma_{cr}$

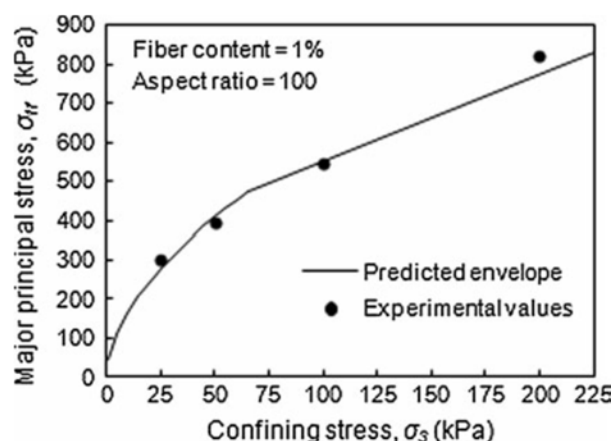


Figura 144. Il prevedibile fallimento principale dello sviluppo dello stress e dei valori sperimentali per il suolo 3 (contenuto di fibre=1%, rapporto di aspetto=100)

Capitolo Secondo

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

Le prove di classificazione costituiscono un metodo sistematico per riconoscere qualitativamente un terreno e prevederne, se pur in maniera approssimativa, le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni stessi.

Le varie normative nazionali ed internazionali che regolano queste prove, impongono l'utilizzo di termini tecnici e specifiche modalità di prova, rendendo in tal modo possibile un realistico confronto tra i dati ottenuti in tempi e luoghi differenti.

Le prove di classificazione si differenziano in base al tipo di terreno da esaminare e alla normativa a cui fanno riferimento: le terre prive di coesione vengono classificate solo in base alle dimensioni dei grani, presenti nel terreno in differenti percentuali. Quelle coesive, essendo il loro comportamento meccanico decisamente influenzato dal contenuto d'acqua, vengono classificate con la granulometria e con le prove di caratterizzazione, a diversi livelli di umidità.

I nostri campioni di terreno ricadono in questa seconda categoria e di conseguenza sarà fondamentale la loro caratterizzazione attraverso i limiti di Atterberg.

Composizione granulometrica

Il comportamento, dei terreni a grana grossa, è marcatamente influenzato dalle dimensioni dei grani e dalla distribuzione percentuale delle sue dimensioni, ovvero dalla propria granulometria. Per ottenere queste informazioni si ricorre alla cosiddetta **Analisi Granulometrica**, che consiste nella determinazione della distribuzione percentuale del diametro dei granuli presenti nel terreno. L'analisi granulometrica si compone di due importanti procedimenti:

1. dalla **Setacciatura** (o **Vagliatura**) per la frazione grossolana, ossia per grani aventi un diametro maggiore di 0,074mm;
2. dalla **Sedimentazione** (o **Aerometria**) per la frazione fine, ossia per i grani che hanno un diametro inferiore ai 0,074mm.

Analisi di Setacciatura per «via secca»

La setacciatura viene eseguita utilizzando una serie di *setacci* (a maglia quadrata) con aperture di diverse dimensioni, la cui scelta va fatta in relazione al tipo di terreno da analizzare. I setacci vengono disposti uno sull'altro, con l'apertura delle maglie decrescente verso il basso.

Nella tabella 40 sono riportate le sigle ASTM (American Society for Testing and Materials) e l'apertura delle maglie corrispondenti (ossia i diametri equivalenti) per i setacci che vengono normalmente impiegati nella setacciatura. Il setaccio più fine, che viene generalmente usato nell'analisi granulometrica, ha un'apertura delle dimensioni di 0,074mm (setaccio n°200 ASTM) e al di sotto dell'ultimo setaccio viene posto un raccoglitore. Il materiale viene essiccato in forno ad una temperatura di $110\pm 5^{\circ}\text{C}$, pestato in un mortaio, pesato e disposto sul setaccio superiore. La pila viene poi fatta vibrare, in modo da favorire il passaggio del materiale attraverso le maglie dei vari setacci (si veda la fig. 145).

Tabella 40 – Le sigle ASTM e diametri equivalenti dei setacci impiegati per l'Analisi Granulometrica

<i>N. ASTM</i>	<i>Apertura delle maglie, d [mm]</i>
4	4,76
6	3,36
8	2,38
10	2,00
12	1,68
16	1,19
20	0,840
30	0,590
40	0,420
50	0,297
60	0,250
70	0,210
100	0,149
140	0,105
200	0,074



Figura 145. Setacci ASTM caratteristici

Alla fine dell'agitazione, da ciascun setaccio sarà passato il materiale con diametro inferiore a quello dell'apertura delle relative maglie. La percentuale di passante al setaccio i-esimo

W_i , può essere determinata pesando la quantità di materiale depositata su ciascun setaccio al di sopra di quello considerato W_k (con $k = 1, \dots, i$), mediante la formula che segue:

$$W_i = (W_{tot} - \sum_{k=1}^i W_k) / W_{tot} \cdot 100 \quad (123)$$

dove W_{tot} è il peso totale del campione di materiale esaminato.

Per i terreni più fini si ricorre all'uso dell'acqua (in tal caso si parla di setacciatura per via umida).

Analisi di setacciatura per "via umida"

Talvolta il terreno presenta una non trascurabile percentuale limo-argillosa, difficile da separare dalla frazione a grana grossa. In questi casi si ricorre anche ad una analisi granulometria "umida": il campione essiccato, di peso totale P_t , viene posto in acqua per facilitare il distacco delle particelle fini dai grani di dimensioni maggiori.

Ottenuta la completa disgregazione dei grumi si setaccia la terra con il vaglio UNI 0,075 (ASTM 200) e favorendo l'operazione con spruzzi d'acqua, si procede in tal modo fintantoché l'acqua di lavaggio non esce chiara e limpida. Il materiale trattenuto viene nuovamente essiccato in forno, pesato (sia T_t il suo peso totale) ed infine sottoposto ad un'analisi granulometrica "secca". Il peso del passante al setaccio UNI 0,075 viene determinato per differenza tra il peso P_t iniziale e quello T_t del trattenuto allo 0,075.

I risultati così ottenuti dall'analisi granulometrica vengono riportati nel diagramma semilogaritmico « $\log d - \% \text{ passante}$ », che permette una buona rappresentazione anche quando l'intervallo di variazione dei diametri è molto estesa, ottenendo in questo modo la

Curva Granulometrica.

Il piano semilogaritmico su cui giace la curva granulometrica è suddiviso in 4 campi: ghiaia, sabbia, limo e argilla. La distribuzione fra i quattro tipi di terreno è convenzionalmente riferita ai diametri dei grani:

GHIAIA → SABBIA	$d=4,76\text{mm}$ (setaccio n°4);
SABBIA → LIMO	$d=0,074\text{mm}$ (setaccio n°200);
LIMO → ARGILLA	$d=2\mu\text{m}$ (≠ setaccio).

In questo modo però riusciamo a completare tale curva solo nei suoi 2/3, ossia riguardanti le sezioni di ghiaia, sabbia e limo. Per poter completare l'ultima parte della curva dobbiamo eseguire obbligatoriamente l'analisi per sedimentazione.

Analisi per Sedimentazione (o Aerometria)

Per diametri minori di 0,074mm, cioè per il materiale raccolto dal raccogliore, al di sotto di tutti i setacci, si ricorre all'analisi per sedimentazione. Si tratta di una procedura basata sulla misura della densità di una sospensione, ottenuta miscelando il materiale all'acqua distillata

e con l'aggiunta di un fluido anticoagulante (sodio esametafosfato o sodio silicato) per favorire la separazione delle particelle, la cui interpretazione vien fatta adottando la legge di Stokes, che lega la velocità di sedimentazione di una particella in sospensione al diametro della particella e alla densità della miscela.

Nella elaborazione numerica dei dati sperimentali i grani reali, costituenti lo scheletro solido del campione, di prova, vengono assimilati a grani fittizi sferici, di diametro " d ", caratterizzati da un uguale velocità di deposizione « v » nel fluido.

Il campione di prova, selezionato in quantità variabile tra i 30 e i 50g, viene posto, con il fluido anticoagulante (circa 40g) ed un po' d'acqua distillata, nel frullatore elettrico per almeno 20 minuti. Terminata l'omogeneizzazione, il contenuto viene travasato in un cilindro graduato (si veda la fig. 146), si aggiunge acqua distillata in quantità tale da raggiungere il livello di 1 litro, quindi si agita energicamente cilindro per almeno 1 minuto e comunque fintanto che non si ottenga una completa omogeneizzazione della sospensione.



Figura 146. Cilindri graduati per la prova aerometrica

Lo strumento con il quale si effettuano tali misure è l'aerometro, che è costituito internamente da un bulbo e superiormente da uno stelo graduato (si veda la fig. 147). L'aerometro, con il procedere della prova, presenta una profondità di immersione via via crescente, a causa della continua diminuzione di peso di volume della sospensione e della conseguente minore spinta di galleggiamento.



Figura 147. Aerometro

Si immerge quindi l'aerometro nella sospensione registrando il peso di volume dopo 15"-30"-1'-2' 4'-8'-15'-30'-1^h-2^h-4^h-24^h-48^h-72^h-96^h dal termine dello scuotimento.

Nei primi due minuti di prova le letture vengono effettuate lasciando l'aerometro costantemente immerso nella sospensione; per le successive letture, esso viene immerso solamente 20-25 secondi prima della registrazione.

La prova di sedimentazione si ritiene conclusa allorquando il peso di volume della sospensione risulti pressoché uguale a quello dell'acqua pura.

È doveroso precisare che i primi valori trovati con l'aerometria non vengono considerati perché vanno a sovrapporsi con quelli della vagliatura, i quali sono ritenuti più attendibili.

Utilizzando questi dati è così possibile completare la curva granulometrica, che risulta in pratica essere una curva cumulativa.

In questo studio sono stati presi in esame 2 materiali: un *limo di granito senza limatura ferro*, che per motivi pratici abbiamo denominato "*limo bianco*" e un *limo di granito con limatura di ferro*, a cui abbiamo associato il nome "*limo grigio chiaro*". Queste denominazioni sono state scelte in base al loro colore, che è stato osservato guardando i due terreni in cui era presente una non ben nota percentuale d'acqua.

Sono state effettuate le analisi granulometriche su tre campioni di ognuno dei due materiali, presi in considerazione, al fine di minimizzare l'errore. I risultati esemplificati dei tre campioni, ottenuti per ogni materiale dalla vagliatura e dalla aerometria, sono stati riportati nella tabella 41 e nel grafico di fig. 148 per quanto riguarda il campione di *limo bianco* e in tabella 42 e nel grafico di fig. 149 per quanto riguarda il campione di *limo grigio chiaro*.

Tabella 41. Analisi granulometrica per vagliatura e per aerometria del campione *limo bianco*

UNIVERSITA' DI PADOVA - Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

Committente Ing. Cortellazzo

Tecnico

Cantiere

Data

Secca ☐Sondaggio Campione Profondità m. Umida ☒

ANALISI GRANULOMETRICA			Descrizione del campione :			Peso lordo g. <input type="text" value="172,8"/>	
						Peso tara g. <input type="text" value="84,3"/>	
						Peso netto g. <input type="text" value="88,5"/>	
Vaglio n.	D Vaglio	Peso netto (g)		% Trattenuto	% Passante		
4"	101,6			0,00	100,00		
3"	76,2			0,00	100,00		
2"	50,8			0,00	100,00		
1" 1/2	38,1			0,00	100,00		
1"	25,4			0,00	100,00		
3/4"	19,1			0,00	100,00		
1/2"	12,7			0,00	100,00		
3/8"	9,52			0,00	100,00		
4	4,76			0,00	100,00		
10	2			0,00	100,00		
20	0,84			0,00	100,00		
40	0,42			0,00	100,00		
60	0,25	0,3		0,34	99,66		
80	0,177	0,4		0,45	99,21		
140	0,105	1,7		1,92	97,29		
200	0,074	1,3		1,47	95,82		

ANALISI CON AEROMETRO			Descrizione del campione :					Pes g. <input type="text" value="90,2"/>	
								Pes g. <input type="text" value="50"/>	
								Pes g. <input type="text" value="40,2"/>	
Data	T°	Ora	dt (")	R	Hr	d(mm)	X%	Ae n.	<input type="text" value="1"/>
00/01/1900	25	11,18	10	24,5	11,32	0,00000	0,00	Cili n.	<input type="text" value="5"/>
	25		20	24,0	11,44	0,00000	0,00	Dis cc	<input type="text" value="20"/>
	25		30	23,5	11,56	0,00000	0,00	T.d (')	<input type="text" value="10"/>
	25		60	23,0	11,68	0,00000	0,00		
	25		120	22,5	11,80	0,00000	0,00	Gs	<input type="text" value="2,7"/>
	25		240	20,5	12,28	0,00000	0,00	k	<input type="text" value="3,9508"/>
	25		480	19,5	12,52	0,00000	0,00		
	25		900	16,5	13,24	0,00000	0,00	200	<input type="text" value="95,82"/>
	25		1800	10,5	14,68	0,00000	0,00		
	25		3600	4,0	16,24	0,00000	0,00	m	<input type="text"/>
	25		7200	1,0	16,96	0,00000	0,00		
			14400					x	<input type="text" value="0,101"/>
			28800						
			86400						
			172800						
			259200						
			345600						

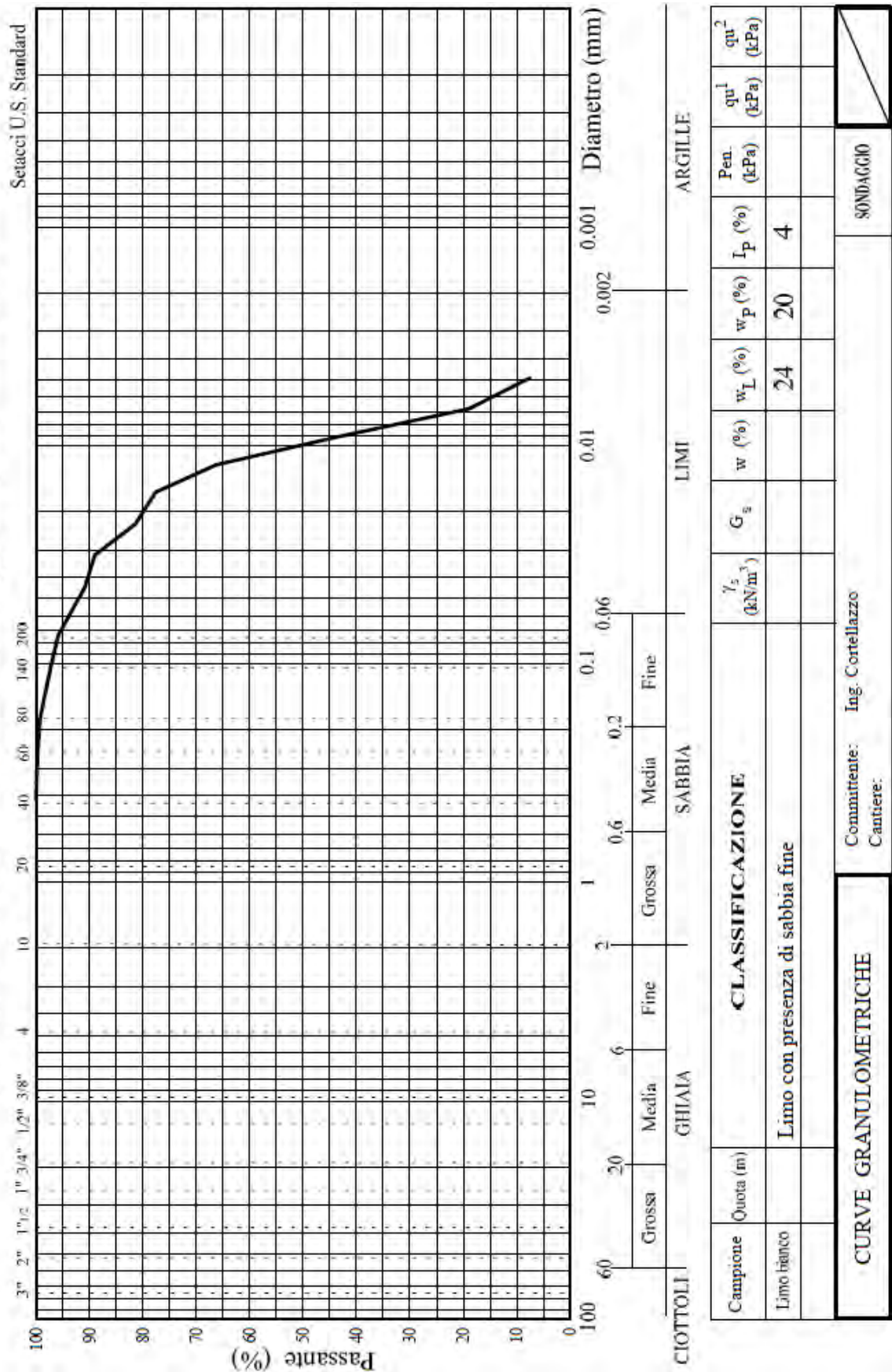


Figura 148. Curva granulometrica del campione limo bianco

Tabella 42. Analisi granulometrica per vagliatura e per aerometria del campione *limo grigio chiaro*

UNIVERSITA' DI PADOVA - Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

Committente Ing. Cortellazzo

Tecnico

Cantiere

Data

Secca ☐Sondaggio Campione Profondità m. Umida ☒**ANALISI GRANULOMETRICA**

Descrizione del campione :

 Peso lordo g.
 Peso tara g.
 Peso netto g.

Vaglio n.	D Vaglio	Peso netto (g)		% Trattenuto	% Passante
4"	101,6			0,00	100,00
3"	76,2			0,00	100,00
2"	50,8			0,00	100,00
1" 1/2	38,1			0,00	100,00
1"	25,4			0,00	100,00
3/4"	19,1			0,00	100,00
1/2"	12,7			0,00	100,00
3/8"	9,52			0,00	100,00
4	4,76			0,00	100,00
10	2			0,00	100,00
20	0,84			0,00	100,00
40	0,42			0,00	100,00
60	0,25	1,7		1,69	98,31
80	0,177	5,2		5,17	93,13
140	0,105	11,3		11,24	81,89
200	0,074	9,8		9,75	72,14

ANALISI CON AEROMETRO

Descrizione del campione :

 Pes g.
 Pes g.
 Pes g.

Data	T°	Ora	dt (")	R	Hr	d(mm)	X%		
00/01/1900	26	10,58	10	24,0	11,44	0,00000	0,00	Ae n.	1
	26		20	23,0	11,68	0,00000	0,00	Cili n.	6
	26		30	21,5	12,04	0,00000	0,00	Dis cc	20
	26		60	19,0	12,64	0,00000	0,00	T.d (')	10
	26		120	15,0	13,60	0,00000	0,00	Gs	2,7
	26		240	11,0	14,56	0,00000	0,00	k	3,9607
	26		480	9,5	14,92	0,00000	0,00		
	26		900	7,0	15,52	0,00000	0,00	200	72,14
	26		1800	6,0	15,76	0,00000	0,00		
	26		3600	4,5	16,12	0,00000	0,00	m	
	26		7200	3,5	16,36	0,00000	0,00		
	26		14400	3,0	16,48	0,00000	0,00	x	0,101
			28800						
			86400						
			172800						
			259200						
			345600						

UNIVERSITA' DI PADOVA - Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

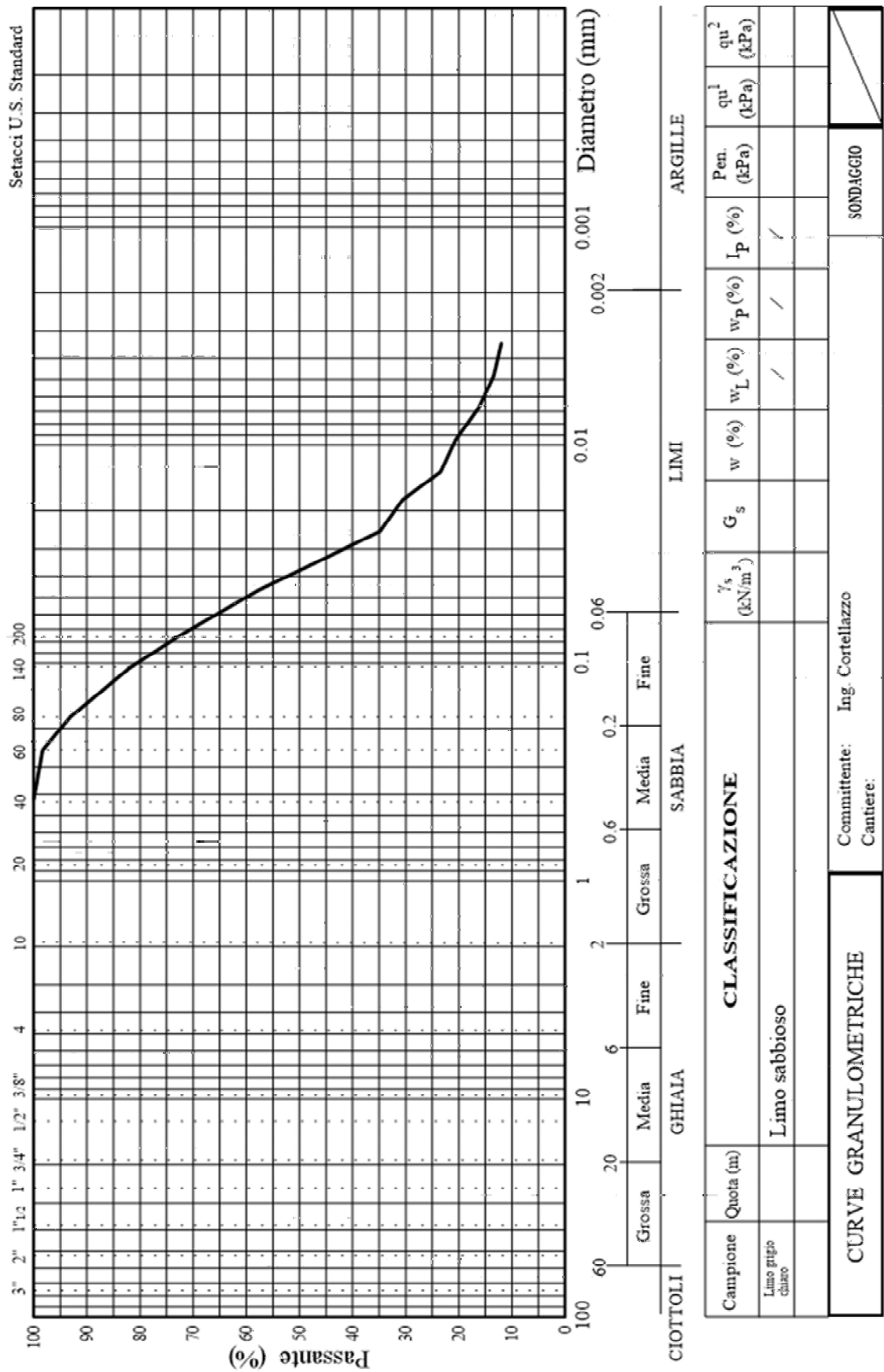


Figura 149. Curva granulometrica del campione *limo grigio chiaro*

La pendenza della curva granulometrica ottenuta con questa rappresentazione fornisce un'idea dell'uniformità dei 2 terreni: quanto più la curva è verticale, tanto più omogeneo è il campione esaminato. Dalla curva può essere definito, a grandi linee, il tipo di materiale e inoltre è possibile derivare i diversi parametri: dai diametri corrispondenti, fino alla determinazione percentuale del passante.

Indicando con D_x il diametro corrispondente alla $x\%$ di materiale passante, possiamo rappresentare l'andamento della curva che viene descritto mediante i seguenti parametri, così definiti:

- **Coefficiente di Uniformità:** $C_U = D_{60}/D_{10}$ (124)

($U \geq 1$, più è basso più il terreno è uniforme);

- **Coefficiente di Curvatura:** $C_C = D_{30}^2/(D_{60} \cdot D_{10})$ (125)

(se C_C è esterno all'intervallo $1 \div 3$, ciò indica la mancanza di diametri di certe dimensioni ovvero bruschi cambiamenti di pendenza nella curva granulometrica).

È possibile così definire il *limo bianco* come un limo con presenza di sabbia fine con le seguenti caratteristiche:

$$d_{10} = 0,00530mm, \quad d_{30} = 0,0078mm, \quad d_{50} = 0,0180mm, \quad d_{60} = 0,0318mm, \quad C_U = 6 \quad \text{e} \\ C_C = 0,36.$$

Mentre il *limo grigio chiaro* può essere definito un limo sabbioso con le seguenti caratteristiche:

$$d_{10} = 0,00148mm, \quad d_{30} = 0,0174mm, \quad d_{50} = 0,0380mm, \quad d_{60} = 0,0520mm, \quad C_U = 35,13 \\ \text{e } C_C = 3,93.$$

Limiti di Atterberg (o Limiti di Consistenza)

Il comportamento dei terreni a grana fine è marcatamente influenzato dall'intersezione delle particelle di argilla con il fluido interstiziale (acqua), strettamente legata alla loro composizione mineralogica. Così, per questo tipo di terreni, è importante non solo conoscere la quantità di acqua contenuta allo stato naturale, ma anche confrontare questo valore con quelli corrispondenti ai limiti di separazione tra stati fisici particolari.

Nei terreni argillosi si osserva infatti una variazione dello stato fisico, al variare del contenuto d'acqua, definito come:

$$w = w_w/w_s \quad (126)$$

In particolare, se il contenuto d'acqua di una sospensione argillosa densa è ridotto gradualmente, la miscela acqua-argilla passa dallo **stato liquido**, ad uno **stato plastico** (dove il materiale acquisisce sufficiente rigidità da deformarsi in maniera continua), ad uno stato **semisolido** (in cui il materiale comincia a presentare fessurazioni) ed infine ad

uno **stato solido** (in cui il terreno non subisce ulteriori diminuzioni di volume al diminuire del contenuto d'acqua). Poiché il contenuto d'acqua corrispondente al passaggio da uno stato all'altro varia da un tipo di argilla ad un altro, la conoscenza di questi valori può essere utile nella classificazione ed identificazione dei terreni a grana fine. Tuttavia il passaggio da uno stato all'altro non è istantaneo, ma avviene gradualmente all'interno di un range di valori del contenuto d'acqua. Sono stati stabiliti perciò dei criteri convenzionali (da Atterberg nel 1911) per individuare le condizioni di passaggio tra i vari stati di consistenza. I contenuti d'acqua corrispondenti alle "convenzionali" condizioni di passaggio tra i diversi stati, sono definiti **Limiti di Atterberg** e variano, in genere, da un tipo di argilla ad un altro.

Lo schema relativo ai 4 possibili stati fisici e ai corrispondenti limiti di Atterberg sono riportati in fig. 150. Si individuano, in particolare, il **Limite Liquido** (o **di Liquidità**) w_L , nel passaggio tra lo stato liquido e lo stato plastico, il **Limite Plastico** (o **di Plasticità**) w_P , tra lo stato plastico e lo stato semisolido (o solido con ritiro) ed infine troviamo il **Limite di Ritiro** w_S , tra lo stato semisolido e lo stato solido (o stato senza ritiro).

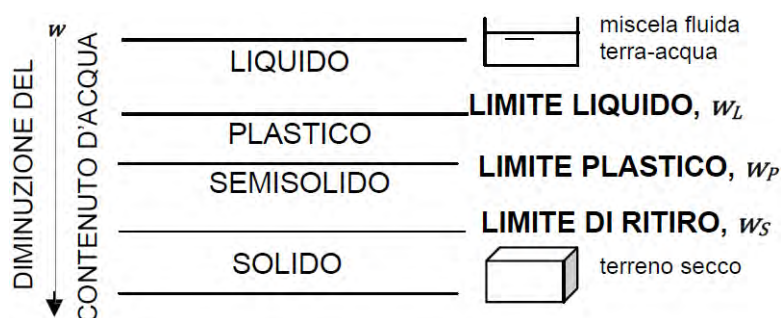


Figura 150. Stati fisici del terreno e Limiti di Atterberg

Ciascuno dei 3 limiti può essere determinato in laboratorio mediante un'opportuna procedura standardizzata.

Determinazione del Limite Liquido w_L

Il limite liquido w_L , si determina in laboratorio con il cucchiaio di Casagrande [si veda la fig. 151(a)]. Un prefissato volume di terreno, prelevato dal passante al setaccio n°40 (0,42mm), viene mescolato con acqua distillata fino ad ottenere una miscela omogenea.

L'impasto viene successivamente disposto nel cucchiaio, spianandone la superficie e praticando poi nella zona centrale, con un'apposita spatola, un solco di 2mm di larghezza e 10mm di altezza. Con un dispositivo a manovella, il cucchiaio viene quindi lasciato cadere ripetutamente, da un'altezza prefissata di 1cm su di una base di materiale standardizzato con una frequenza di 2 colpi al secondo. Vengono quindi contati i colpi necessari a far

richiudere il solco per una lunghezza di 1cm. Viene poi prelevato un po' di materiale dal cucchiaio, solo in corrispondenza della zona in cui il solco si è chiuso, lo si pone in un contenitore di tara nota facendolo poi essiccare in forno e determinando su questo il valore del contenuto d'acqua w .

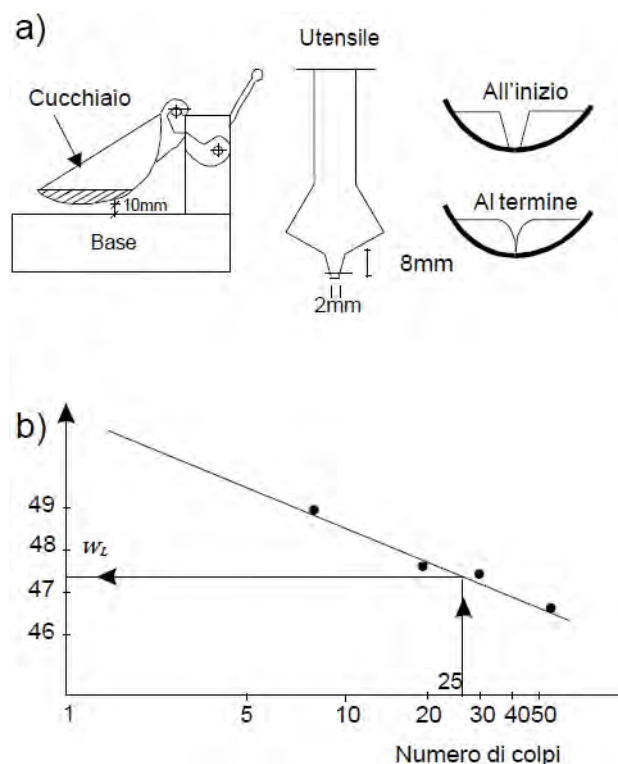


Figura 151. (a) Cucchiaio di Casagrande e (b) procedura sperimentale per la determinazione del limite liquido

I valori del contenuto d'acqua in funzione del numero di colpi vengono poi riportati in un diagramma semilogaritmico [si veda la fig. 151(b)] e interpolati linearmente: il contenuto d'acqua corrispondente a 25 colpi, secondo la definizione di Atterberg, rappresenta convenzionalmente il limite liquido w_L .

La procedura viene ripetuta più volte variando la quantità di acqua nell'impasto, in modo da ottenere una serie di coppie (4 o 5) di valori, numero di colpi-contenuto d'acqua. Quindi, individuato il numero di colpi N e la corrispondente umidità w del provino, il limite di liquidità w_L viene ricavato mediante la seguente espressione:

$$w_L = w \cdot (N/25)^{0,12} \quad (127)$$

Dalla definizione e dalle caratteristiche dell'apparecchiatura si può osservare che i risultati sono influenzati da parecchi fattori fra cui l'esperienza e la perizia dell'operatore. Per questo motivo, al fine di ottenere un risultato attendibile, la prova è stata effettuata 3 volte per ogni campione di terreno.

Determinazione del Limite Plastico, w_p

Il limite plastico w_p , è il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico. Si determina in laboratorio impastando una certa quantità di terreno passante al setaccio n°40 (0,42mm) con acqua distillata e formando manualmente una pallina e se tale pallina non può essere plasmata perché tende a disgregarsi immediatamente, significa che occorre aggiungere acqua e rimescolare il materiale. Al contrario, se la pallina viene plasmata facilmente e non compaiono fessure sulla sua superficie, significa che il contenuto d'acqua è ancora elevato e occorre continuare a sfregare il campione tra i palmi delle mani, in modo che il calore stesso di questi, riduca l'umidità e faccia comparire le prime fessure superficiali. Poi, appoggiandosi ad un piano di marmo levigato o di vetro smerigliato, si fa rotolare la pallina su e giù, comprimendola leggermente con le dita della mano. Si va così a formare un cilindretto, che risulta essere nella condizione critica, caratteristica del limite di plasticità, quando, ridotto al diametro di circa 3mm, si rompe in frammenti di 5-10mm (si veda la fig. 152). Il provino viene messo su un recipiente tarato e quindi pesato, per poi essere essiccato in forno e pesato nuovamente per conoscere la percentuale d'acqua presente al momento della prova.

Si determina il contenuto d'acqua e questo rappresenta il limite plastico w_p . Generalmente si fanno 3 determinazioni, i cui rispettivi risultati non devono differire tra loro di più di un'unità percentuale e si assume w_p come valor medio.

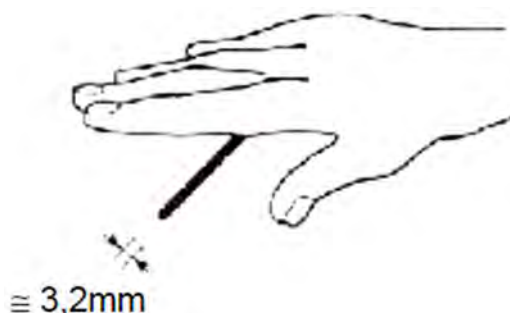


Figura 152. Determinazione sperimentale del limite plastico

Indice di Plasticità I_p

Si definisce **Indice di Plasticità I_p** , l'ampiezza dell'intervallo di contenuto d'acqua in cui il terreno rimane allo stato plastico, ovvero:

$$I_p (\%) = w_L - w_p \quad (128)$$

Tale indice dipende dalla percentuale e dal tipo di argilla e dalla natura dei cationi adsorbiti. Per ogni materiale, l'indice di plasticità cresce linearmente in funzione della percentuale di argilla presente, in relazione al tipo di minerali argillosi presenti.

Il limite di liquidità per il limo bianco è definito in tabella 43, mentre quello di plasticità è definito nella tabella 44.

Tabella 43. Limite di liquidità dei limi in esame

/	w_L	Limo bianco			Limo grigio chiaro		
a	Numero tara	144	145	149	/	/	/
b	Peso umido lordo (g)	28,973	30,481	28,543	/	/	/
c	Peso secco lordo (g)	26,002	27,222	25,803	/	/	/
d	Peso tara (g)	13,892	14,003	14,004	/	/	/
e=c-d	Peso secco netto (g)	12,110	13,219	11,799	/	/	/
f=b-c	Peso dell'acqua (g)	2,971	3,259	2,740	/	/	/
$w: g = \frac{f}{e} 100$	Contenuto in acqua (%)	24,5	24,7	23,2	/	/	/
h	Numero di colpi	21	34	29	/	/	/
$w_L = w \left(\frac{N}{25} \right)^{0,12}$	w_L campioni (%)	24,0	25,6	23,6	/	/	/
	w_L terreno (%)	24,4			/		

I limiti di Atterberg per il limo bianco è riassunto nella tabella 45. Il limo grigio chiaro non ha permesso di utilizzare il cucchiaino di Casagrande in quanto durante l'esecuzione della prova nonostante un elevato grado di umidità il terreno in esame non ha permesso il livellamento, creando al contrario subito delle crepe.

Tabella 44. Limite di plasticità dei limi in esame

/	w_P	Limo bianco					Limo grigio				
i	Numero tara	136	136	143	142	20	/	/	/	/	/
l	Peso umido lordo (g)	15,897	15,897	14,529	15,240	18,076	/	/	/	/	/
m	Peso secco lordo (g)	15,581	15,581	14,422	15,039	17,531	/	/	/	/	/
n	Peso tara (g)	14,016	14,016	13,877	13,999	14,851	/	/	/	/	/
o=m-n	Peso secco netto (g)	1,565	1,565	0,545	1,040	2,680	/	/	/	/	/
p=l-m	Peso dell'acqua (g)	0,316	0,316	0,107	0,201	0,545	/	/	/	/	/
$w: q = \frac{p}{o} 100$	Contenuto in acqua (%)	20,2	20,2	19,6	19,3	20,3	/	/	/	/	/
	w_P terreno (%)	19,7					/				

Tabella 45. Limiti di Atterberg per i due limi

Limiti di Atterberg	Limo bianco	Limo grigio chiaro
w_L	24	/
w_P	20	/
I_P	4	/

Una suddivisione generale dei terreni, basata sui valori dell'*indice di plasticità*, è riportata nella Tabella 46.

Tabella 46. Suddivisione dei terreni basata sui valori dell'*indice di plasticità*

Terreno	I_p
Non plastico	0-5
Poco plastico	5-15
Plastico	15-40
Molto plastico	>40

Sistemi di classificazione

I *sistemi di classificazione* sono una sorta di linguaggio di comunicazione convenzionale per identificare attraverso un nome (o una sigla) il tipo di materiale, in modo da fornirne indirettamente, almeno a livello qualitativo, delle indicazioni sul comportamento. In pratica, individuano alcuni parametri significativi e distintivi dei vari tipi di terreno in modo da poterli raggruppare in classi e stabilire così dei criteri universali, convenzionali, di riconoscimento. Data l'estrema variabilità dei terreni naturali e le diverse possibili finalità ingegneristiche, non è pensabile di poter creare un unico sistema di classificazione. Per questo motivo, si sono sviluppati nel tempo diversi sistemi di classificazione, che possono essere utilizzati per scopi e finalità diversi.

Tuttavia, alcuni aspetti fondamentali accomunano i diversi sistemi di classificazione nella scelta delle proprietà di riferimento. In particolare tali proprietà:

- devono essere significative e facilmente misurabili mediante procedure standardizzate;
- non devono essere riferite ad uno stato particolare, ossia devono essere indipendenti dalla storia del materiale, dalle condizioni di sollecitazione o da altre condizioni al contorno.

I parametri che possiedono queste caratteristiche sono quelli precedentemente definiti proprietà indici e riguardano la composizione granulometrica e la composizione mineralogica. I sistemi di classificazione più vecchi sono basati unicamente sulla granulometria e perciò sono significativi solo per i materiali a grana grossa (ghiaie e sabbie). Tra questi, i più comunemente usati sono quelli riportati in tabella 47.

Tabella 47. Alcuni sistemi di classificazione basati sulla granulometria

Sistema	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla
MIT	2	0,06	0,002	
AASHO	2	0,075	0,002	
AGI	2	0,02	0,002	
	[mm]	[mm]	[mm]	

Essendo i terreni una miscela di grani di diverse dimensioni, una volta determinate le frazioni in peso relative a ciascuna classe, il materiale può essere identificato utilizzando i termini delle varie classi come sostantivi o aggettivi, nel modo seguente:

- I termine:** nome della frazione granulometrica prevalente;
- II termine:** nomi delle eventuali frazioni maggiori del 25%, precedute dal prefisso *con*;
- III termine:** nomi delle eventuali frazioni comprese tra il 15% e il 25%, con il suffisso *oso*;
- IV termine:** nomi delle eventuali frazioni minori del 15%, con il suffisso *oso*, precedute dal prefisso *debolmente*.

Se ad esempio da un'analisi granulometrica risulta che un terreno è costituito dal 60% di limo, dal 30% di sabbia e dal 10% di argilla, esso verrà denominato *limo con sabbia debolmente argilloso*.

Una classificazione che tiene conto solo della granulometria non è tuttavia sufficiente nel caso di limi e argille, il cui comportamento è legato soprattutto alla composizione mineralogica.

Per questo tipo di terreni si può ricorrere ad esempio al sistema di classificazione proposto da Casagrande nel 1948. Tale sistema è basato sui limiti di Atterberg ed è riassunto in un diagramma, noto come “*Carta di plasticità di Casagrande*” (si veda la fig. 153) nel quale si individuano sei zone, e quindi sei classi di terreno, in funzione del *limite liquido* w_L (riportato in ascissa) e dell'*indice di plasticità* I_p (riportato in ordinata). La suddivisione è rappresentata dalla retta *A* di equazione:

$$I_p = 0,73(w_L - 20) \quad (129)$$

che permette di distinguere le argille (punti che si trovano al di sopra della retta *A*) dai terreni in prevalenza limosi (punti che si trovano al di sotto) e dalla retta *U* di equazione:

$$I_p = 0,9(w_L - 8) \quad (130)$$

che costituisce il limite superiore del *limite di liquidità* e dell'*indice di plasticità* (limite dei valori trovati sperimentalmente). Un'ulteriore suddivisione viene realizzata dalle rette verticali di equazione $w_L = 30\%$ e $w_L = 50\%$ che permettono di classificare i limi e le argille di bassa, media o alta plasticità (o compressibilità), in base al valore del limite liquido.

Per quanto riguarda i terreni oggetto di studio abbiamo la seguente distinzione:

- il limo bianco si pone appena all'interno della classificazione CL-ML (croce rossa);
- il limo grigio chiaro, non riuscendo a determinarne il w_L , non è possibile classificarlo.

Esistono poi sistemi che, facendo riferimento sia alle caratteristiche granulometriche sia a quelle mineralogiche, possono essere utilizzati per la classificazione di qualunque tipo di terreno. In particolare, i due sistemi più comunemente impiegati sono l'USCS e l'HRB (AASHTO, CNR-UNI 10006).

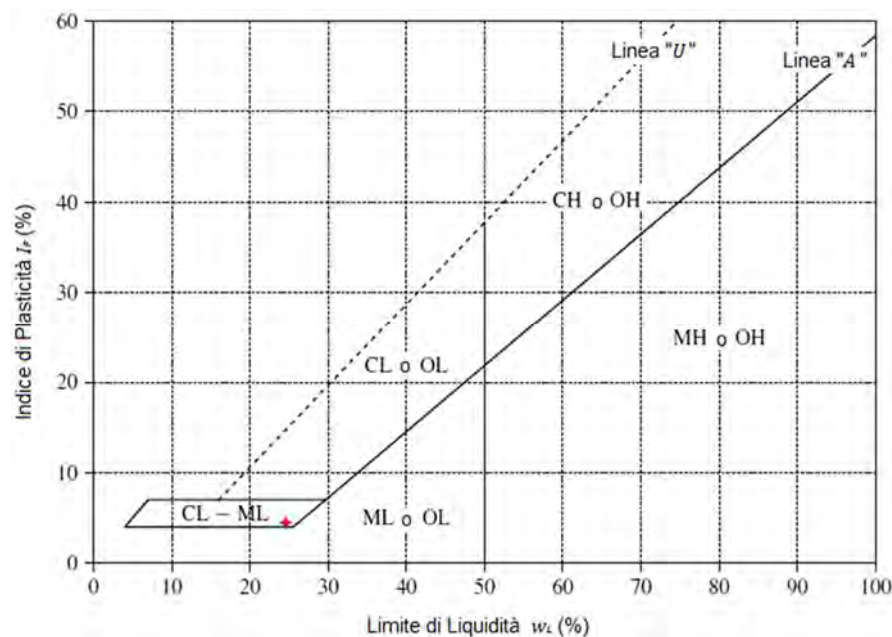


Figura 153. Carta di plasticità di Casagrande

Sistema USCS

Il sistema USCS (Unified Soil Classification System), sviluppato originariamente da Casagrande e successivamente adottato e modificato dal Corps of Engineers e dal Bureau of Reclamation negli USA, è il sistema più utilizzato per classificare i terreni di fondazione. Secondo tale sistema, i terreni vengono suddivisi in 5 gruppi principali, 2 a *grana grossa* (con percentuale, di passante al setaccio n°200, minore del 50%): ghiaie (simbolo G) e sabbie (simbolo S), 3 a *grana fine* (con percentuale, di passante al setaccio n°200, maggiore del 50%): limi (simbolo M), argille (simbolo C) e terreni organici (simbolo O). Ciascun gruppo è a sua volta suddiviso in sottogruppi, in relazione ad alcune proprietà-indici, secondo quanto indicato nello schema di tabella 48.

In particolare i **terreni a grana grossa** vengono classificati sulla base dei risultati derivanti dall'analisi granulometrica in ghiaie (G) e sabbie (S) a seconda che la percentuale passante al setaccio n°4 (4,76mm) sia rispettivamente minore o maggiore del 50%. Quindi viene analizzata la componente fine del materiale passante al setaccio n°200:

- 1) se essa risulta minore del 5% allora si considera solo l'assortimento del materiale sulla base dei valori del *Coefficiente di Uniformità* C_U e di *Curvatura* C_C (se per le ghiaie $C_U > 4$ e $1 < C_C < 3$ e se per le sabbie $C_U > 6$ e $1 < C_C < 3$, allora il materiale si considera ben gradato e come secondo simbolo si adotta *W*, altrimenti si considera poco gradato e si adotta il simbolo *P*);
- 2) se essa risulta maggiore del 12% allora viene classificata, dopo averne misurato i limiti di Atterberg (sul passante al setaccio n°40), con riferimento alla carta di plasticità come

come limo (*M*) o argilla (*C*), che verrà utilizzato come secondo simbolo;

- 3) se essa è compresa tra il 5 e il 12% allora verrà classificata sia la granulometria della frazione grossolana (ben assortita, *W*, o poco assortita, *P*) secondo il criterio mostrato al punto 1) sia la componente fine (*M* o *C*) secondo il criterio indicato al punto 2), ottenendo così un doppio simbolo (ad es. *SW-SM*).

Tabella 48. Sistema di classificazione USCS

Terre a grana grossa Frazione trattenuta al n°200 ASTM>50%				Terre a grana fine Frazione trattenuta al n°200 ASTM<50%			
Divisioni principali		Simbolo	Denominazioni tipiche	Divisioni principali		Simbolo	Denominazioni tipiche
Ghiaie Frazione trattenuta al n°4>50%	Passante n°200<5% assenza o presenza modesta di fine	GW	Ghiaie pulite con granulometria ben assortita, miscele di ghiaia e sabbia; $C_U>4$ e $1<C_C<3$	Argille e limi con indice L e $w_L < 50\%$	Sotto la retta A ed il trapezio nel diagramma di plasticità	OL	Limi organici, argille limose organiche di bassa plasticità
		GP	Ghiaie pulite con granulometria ben assortita, miscele di ghiaia e sabbia			ML	Limi inorganici, sabbie molto fini, farina di roccia, sabbie fini limose o argille, limi argillosi di bassa plasticità
	Passante n°200>12% presenza di fine non trascurabile	GM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia, sabbia e limo; $I_P<4$ o sotto retta A		Sopra la retta A ed il trapezio nel diagramma di plasticità	CL	Argille inorganiche di medio-bassa plasticità, argille ghiaiose o sabbiose, argille limose, argille magre
		GC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia, sabbia e argilla; sopra retta A con $I_P>7$				
Sabbie Frazione trattenuta al n°4<50%	Passante n°200<5% assenza o presenza modesta di fine	SW	Sabbie pulite con granulometria ben assortita, miscele di ghiaia e sabbia $C_U>6$ e $1<C_C<3$	Argille e limi con indice H e $w_L > 50\%$	Sotto la retta A del digramma di plasticità	OH	Argille organiche di medio-alta plasticità, limi organici
		SP	Sabbie pulite con granulometria poco assortita, miscele di ghiaia e sabbia			MH	Limi inorganici, sabbie fini o limi micacei o diatomacei, limi elastici
	Passante n°200>12% presenza di fine non trascurabile	SM	Sabbie limose, miscele di sabbia e limo; $I_P<4$ o sotto retta A	Terre altamente organiche		P _t	Torbe ed altre terre altamente organiche
		SC	Sabbie argillose, miscele di sabbia e argilla; sopra retta A con $I_P>7$				

I terreni a grana fine sono distinti nei gruppi principali già menzionati in base alla Carta di Plasticità e in sottogruppi rispetto al valore del *limite di liquidità*: se $w_L > 50\%$ si hanno argille e limi con alto limite di liquidità (un nuovo simbolo *H*, per cui *CH* o *MH* e *OH*), mentre

se $w_L < 50\%$ si hanno terreni con basso limite di liquidità (un simbolo aggiuntivo L , quindi si ha ML , CL , OL).

Dall'analisi dei parametri richiesti, entrambi i materiali presi in esame risultano appartenere alla categoria ML (limi inorganici, sabbie molto fini, farina di roccia, sabbie fini limose o argille, limi argillosi di bassa plasticità).

Sistema AASHTO

Il sistema HRB proposto dalla Highway Research Board nel 1942 e successivamente revisionato dalla American Association of State Highway and Transportation Office, denominandolo sistema $AASHTO$ (e in seguito riportato con qualche modifica anche nelle norme $CNR-UNI$) è un sistema di classificazione che viene utilizzato principalmente nel campo delle costruzioni stradali, o comunque per terreni utilizzati come materiali da costruzione.

In base alla granulometria e alle caratteristiche di plasticità, i terreni vengono suddivisi in otto gruppi, indicati con le sigle da $A-1$ ad $A-8$, alcuni dei quali ($A-1$, $A-2$ e $A-7$) suddivisi a loro volta in sottogruppi secondo lo schema riportato in tabella 49. I materiali granulari sono inclusi nelle classi da $A-1$ ad $A-3$ (con percentuale passante al setaccio n°200 $\leq 35\%$), i limi e le argille nelle classi da $A-4$ ad $A-7$ (con percentuale passante al setaccio n°200 $> 35\%$), mentre la classe $A-8$ comprende i terreni altamente organici.

Per i **terreni granulari** si considera nell'ordine:

- la percentuale passante al setaccio n°10;
- la percentuale passante al setaccio n°40;
- la percentuale passante al setaccio n°200;

e quando disponibili si considerano anche i valori del limite liquido e dell'*indice di plasticità* determinati sul passante al setaccio n°40.

Per i **limi** e le **argille** la classificazione viene fatta solo sulla base dei valori misurati del *limite liquido* e dell'*indice di plasticità*.

Il sistema prevede che, per i terreni che contengono un'alta percentuale di materiale fine, venga anche valutato un indice sintetico, detto **indice di gruppo**, definito come:

$$I = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd \quad (131)$$

dove

- a : percentuale passante al setaccio n°200 $> 35\%$ e $< 75\%$, espressa con un numero intero compreso tra 0 e 40;
- b : percentuale passante al setaccio n°200 $> 15\%$ e $< 55\%$, espressa con un numero intero compreso tra 0 e 40;

- c : valore del limite liquido $w_L > 40$ e $w_L < 60$, espresso con un numero intero compreso tra 0 e 20;

Tabella 49. Sistema di classificazione AASHTO

Classificazione generale	Terreni ghiaio-sabbiosi (passante al vaglio n°200 ≤35%)							Terreni limo-argillosi (passante al vaglio n°200 >35%)				
Classificazione	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Gruppo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
Analisi granulometrica % passante												
- al vaglio n°100	≤50											
- al vaglio n°40	≤30	≤50	≤51									
- al vaglio n°200	≤15	≤25	≤10	≤35	≤35	≤35	≤35	≤36	≤36	≤36	≤36	≤36
Caratteristiche passante al vaglio 40:												
- w_L (%)			Non plastico	≤40	≥41	≤40	≥41	≤40	≥41	≤40	≥41	≥41
- I_p (%)	≤6	≤6	-	≤10	≤10	≥11	≥11	≤10	≤10	≥11	≥11	≥11
Indice di gruppo (I)	0	0	0	0	0	≤4	≤4	≤8	≤12	≤16	≤20	≤20
Materiale costituente	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argilla				Limi poco compressibili	Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili	Argille fortemente compressibili
Qualità portanti come terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono						Da mediocre a scadente					
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve			Media			Molto elevata		Media	Elevata	Media	
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve			Lieve o medio	Elevato	Elevato	Elevato	Molto elevato	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa							Scarsa o nulla	

- d : valore dell'indice di plasticità $I_p > 10$ e $I_p < 30$, espresso con un numero intero compreso tra 0 e 20.

a , b , c , e d sono pari a zero quando i rispettivi valori sono minori dei limiti inferiori, invece quando i valori sono maggiori rispetto ai limiti superiori a e b devono essere presi pari a 40, mentre c e d devono essere uguali a 20.

Quando un terreno rientra in più categorie viene attribuito alla categoria che ha i limiti più restrittivi.

L'indice di gruppo per il limo bianco è $I = 8,0$, mentre per il limo grigio chiaro è $I = 7,4$.

Osservando la tabella J è possibile inquadrare entrambi i terreni nel gruppo A-4 come gruppo di appartenenza.

I diversi sistemi di classificazione si differenziano sostanzialmente in funzione alle finalità per le quali sono stati proposti.

Il sistema USCS ha lo scopo di descrivere il terreno in condizioni naturali, ossia di delineare come si trova in sito, di facilitare la compilazione delle stratigrafie e di fornire al geotecnico le informazioni necessarie per progettare le opere che andranno eventualmente a modificare una situazione geotecnica esistente.

Quando un terreno invece viene considerato come materiale di cava per il prestito di rocce sciolte, o viene utilizzato come materiale da costruzione in opere stradali, si preferisce utilizzare la classificazione stradale AASHTO, che permette di stabilire l'idoneità di un determinato terreno ad essere utilizzato ad esempio per la costruzione di rilevati, di sottofondi stradali, di dighe in terra, etc.

COSTIPAMENTO

In alcune applicazioni ingegneristiche, può manifestarsi talvolta la necessità di migliorare le caratteristiche del terreno, sia nelle sue condizioni naturali in sito, sia quando esso è impiegato come materiale da costruzione (ad esempio per dighe, rilevati, terrapieni, etc.).

Le tecniche di miglioramento del terreno possono essere di vario tipo, in particolare esistono:

- **tecniche di tipo meccanico;**
- **tecniche di tipo chimico;**
- **tecniche** basate sull'induzione di fenomeni **di natura termica o elettrica** (che vengono utilizzate soprattutto in maniera provvisoria).

Altri metodi consistono nell'eliminare o ridurre la presenza dell'acqua (drenaggi); altri ancora nel sovraccaricare temporaneamente il terreno prima della realizzazione dell'opera in modo da esaurire preliminarmente un'aliquota dei cedimenti (pre-carico).

Tra i metodi di tipo meccanico riveste particolare importanza il **Costipamento** che consiste nell'aumentare artificialmente la densità del terreno, impiegato come materiale per la costruzione di rilevati stradali e ferroviari, argini, dighe in terra, etc., attraverso l'applicazione di energia meccanica.

L'obiettivo del costipamento è il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno,

che comportano, in generale, i seguenti vantaggi:

1. la riduzione della compressibilità e quindi dei cedimenti;
2. l'incremento della resistenza a taglio e quindi l'incremento della stabilità e della capacità portante;
3. la riduzione degli effetti che possono essere prodotti dal gelo, da fenomeni di imbibizione o di ritiro, legati alla quantità di vuoti presenti.

Il primo ad occuparsi di questo fenomeno è stato l'ingegnere americano Proctor nel 1930, il quale ha evidenziato che il valore della *densità secca* alla fine del costipamento $\rho_d = \gamma_d/g$, è funzione di tre variabili:

- il tipo di terreno (granulometria, composizione mineralogica, etc.);
- il contenuto d'acqua w ;
- l'energia di costipamento.

In sito possono essere usate diverse tecniche di costipamento, in relazione alla natura del terreno da porre in opera ed eventualmente alla tipologia dei mezzi di cantiere disponibili.

In laboratorio queste possono essere riprodotte attraverso differenti tipi di prova, nelle quali il terreno viene disposto in un recipiente metallico di forma cilindrica, a strati successivi, che vengono via via compattati.

In particolare, esistono 4 differenti tecniche di costipamento e quindi 4 tipi di prova:

1. **Prove statiche**, in cui il terreno è sottoposto ad una pressione costante per un certo periodo di tempo mediante un pistone con area uguale a quella del recipiente;
2. **Prove kneading**, nelle quali il terreno è sottoposto a intervalli regolari ad una compressione mediante un pistone che trasmette una pressione nota;
3. **Prove per vibrazione**, in cui il recipiente, in cui è contenuto il terreno, viene fatto vibrare con appositi macchinari;
4. **Prove dinamiche o di urto**, nelle quali il terreno è compattato con un pestello meccanico a caduta libera.

Le prime due tecniche vengono impiegate per terreni prevalentemente fini, le altre due per terreni prevalentemente a grana grossa. Tra i quattro tipi di prove, le più usate sono quelle dell'ultimo tipo, di cui fanno parte le **Prove Proctor** (denominate anche **Prove AASHTO**).

Prescindendo dagli effetti prodotti da un processo di compattazione sui differenti tipi di terra si ricorda che esiste una percentuale d'acqua, detta «*Optimum*» w_{opt} , in corrispondenza alla quale, a parità di energia di costipamento, si ottiene il massimo grado di addensamento, ossia il peso di volume secco «*Maximum*» $\gamma_{d,max}$.

Le prove di compattazione hanno come scopo ultimo quello di determinare tali valori.

Prove Proctor

L'attrezzatura per le prove Proctor è costituita da un cilindro metallico di dimensioni standard dotato di un collare rimovibile e da un pestello metallico del diametro pari alla metà di quello del cilindro e di peso prefissato (si veda la fig. 154). In relazione alle caratteristiche dell'apparecchiatura e alle modalità di esecuzione, le prove Proctor si distinguono in “standard” e “modificata” (vedi tabella 50).

Tabella 50. Caratteristiche dell'apparecchiatura e modalità di esecuzione della prova Proctor standard e modificata

Tipo di prova	Dimensioni del cilindro			Dimensioni del pestello		Numero degli strati	Numero colpi per strato	Altezza di caduta pestello [cm]	Energia di costipamento [kg cm/cm ³]
	Ø [cm]	H [cm]	V [cm ³]	Ø [mm]	Peso [kg]				
Standard AASHO	10,16	11,7	945	50,8	2,5	3	25	30,5	6,05
Modificata AASHO	10,16	11,7	945	50,8	4,54	5	25	45,7	27,5

L'energia di costipamento nella prova modificata, che viene eseguita soprattutto per terreni di sottofondo e su materiali per pavimentazioni stradali e aeroportuali, è superiore a quella della prova standard, infatti nei rilevati stradali viene normalmente imposto di raggiungere in sito almeno il 95% della densità Proctor modificata massima, e spesso il 100% negli strati di fondazione. Nel caso invece di rilevati arginali generalmente si prescrive di ottenere almeno il 90% della densità Proctor standard massima.^a

L'esecuzione della prova Proctor è semplice e veloce, mentre la preparazione del provino richiede maggior cautela e tempo. Il terreno, infatti, viene passato al vaglio n°40 ($d=0,42mm$) dopo essere stato essiccato e frantumato con cura, per evitare che si formino grumi. Per l'esecuzione della prova

sono necessari quasi 2kg di terreno secco e vagliato per ogni prova Proctor effettuata.

Nella fase preparatoria è estremamente importante che il campione di terreno venga mescolato con la percentuale d'acqua desiderata in modo tale che l'umidità risulti uniforme, di conseguenza è necessario svolgere la miscelazione il più velocemente possibile per non perdere acqua per evaporazione o per passaggio di umidità dal terreno al piano di lavoro. Bisognerà nel contempo fare molta attenzione alla presenza di accumuli di terreno,



Figura 154. Macchina per le prove Proctor

solitamente con un diametro variabile dai 4 agli 8mm e contenenti un nucleo secco all'interno di un involucro umido, i quali devono esser separati ed omogeneizzati il più possibile per poter avere risultati affidabili da questa prova.

La prova prosegue compattando, con una data energia, il campione di terreno posto entro un contenitore, chiamato *fustella*, per misurarne il peso specifico secco γ_d in funzione del contenuto percentuale d'acqua w . Nelle fig. 155, 156 e 157 si riportano rispettivamente l'apparecchiatura di prova e i tipi di fustelle.

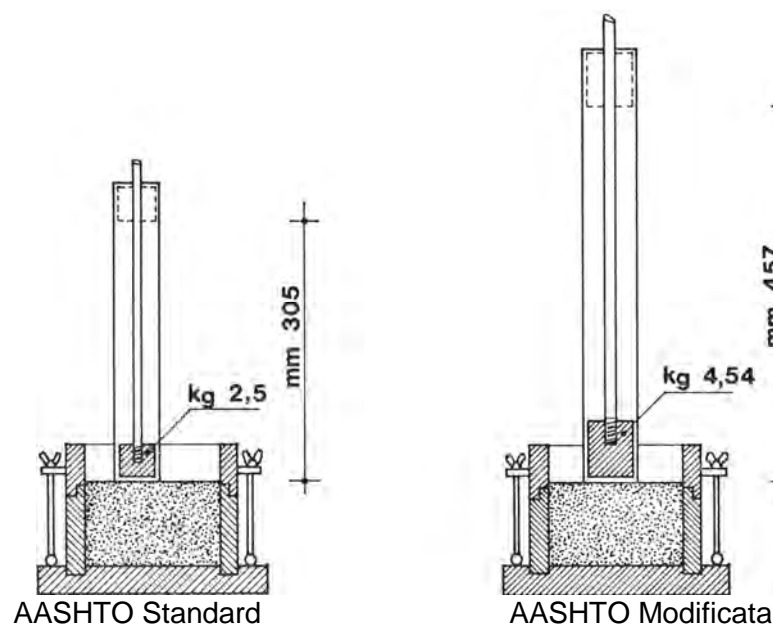


Figura 155. Schema della prova di costipamento

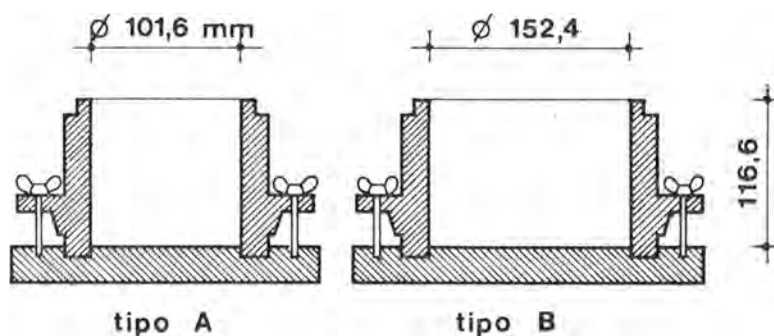
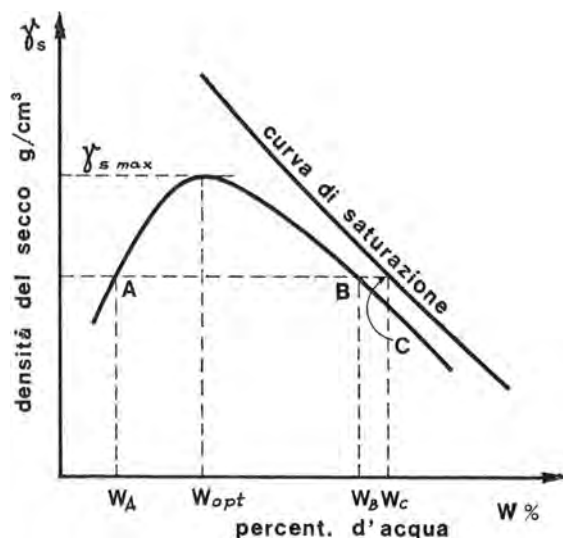


Figura 156. Tipi di fustelle



Figura 157. Fustella

L'esperienza permette di affermare che la relazione $(w - \gamma_d)$ ha un andamento a campana ed il valore massimo della densità $\gamma_{d,max}$ lo si ottiene in corrispondenza di un preciso valore del contenuto d'acqua w_{otp} . In fig. 158 è mostrato sia tale andamento, ma anche l'andamento della curva di saturazione.

Figura 158. Andamento (w, γ_d) e curva di saturazione

Tutto ciò si spiega ricordando che in una retta coesistono tre fasi: solida (costituita dai granuli), liquida (acqua) e gassosa (aria), contenute negli spazi interstiziali tra i granuli. In presenza di una terra asciutta, dove non è presente quindi la fase liquida, i granuli si assestano per costipamento in modo indipendente gli uni dagli altri con notevole quantità di vuoti. La presenza di acqua invece, rivestendo con sottili pellicole i granuli, fa sì che, per effetto delle tensioni superficiali esistenti, si sviluppi un mutuo legame tra i granuli che favorisce appunto un maggior addensamento. Tale effetto aumenta all'aumentare della percentuale d'acqua sino ad un punto di umidità ottimale, in corrispondenza del quale si raggiunge il massimo addensamento compatibile con l'energia impiegata. Se si aumenta la quantità d'acqua, oltre il valore optimum, si avrà un minore addensamento con valori di γ_d più bassi.

Per tracciare la curva tutte le operazioni descritte vengono ripetute più volte (in numero necessario a ottenere una curva apprezzabile) facendo variare il contenuto d'acqua di circa 1-2%.

Noti il peso netto finale del campione P_u e il volume interno V della fustella, si ricava il peso di volume umido:

$$\gamma_u = P_u/V \quad (132)$$

Dai valori del peso di volume umido e del contenuto d'acqua w si ricava il valore della densità secca:

$$\gamma_d = \gamma_u/(1 + w) \quad (133)$$

Posti i valori di w e di γ_d , caratteristici di ciascuna singola determinazione, sul piano $(w - \gamma_d)$ si ottiene la curva a campana. Le coordinate $(w - \gamma_d)$ del vertice superiore di tale

curva individuano rispettivamente il «*contenuto d'acqua Optimum w_{opt}* » e la «*densità secca Maximum $\gamma_{d,max}$* ».

Riportiamo nelle tabelle 51 e 52 e nei grafici di fig. 159 e 160, i dati desunti dalle prove AASHTO standard eseguite sul limo bianco e sul limo grigio chiaro rispettivamente, necessari alla definizione della curva di costipamento per ognuno dei due terreni in esame. Dalla suddetta curva risulta:

- per il limo bianco un peso di volume secco massimo $\gamma_{d,max} = 14,58 \text{ kN/m}^3$ ed un contenuto d'acqua ottimale $w_{opt} = 12,40\%$;
- per il limo grigio chiaro un peso di volume secco massimo $\gamma_{d,max} = 18,06 \text{ kN/m}^3$ ed un contenuto d'acqua ottimale $w_{opt} = 14,30\%$.

Tabella 51. Prova AASHTO Standard sul limo bianco

Proctor n°	Campione 1	Campione 2	Campione 3	Campione 4
Peso secco (g)	1800	1800	1800	1800
H₂O (%)	8	10	12	14
H₂O (g)	144	180	216	252
Peso lordo umido (g)	4822	4872	4924	4934
Peso tara (g)	3353,6	3353,6	3353,6	3353,6
Peso netto umido (g)	1468,4	1518,4	1570,4	1580,4
Densità umida (g/cm³)	1,565	1,618	1,673	1,684
Densità secca (g/cm³)	1,441	1,465	1,483	1,471
Densità secca (kN/m³)	14,14	14,37	14,55	14,43
Verifica Proctor n°	Limo bianco 1	Limo bianco 2	Limo bianco 3	Limo bianco 4
Peso umido lordo (g)	2372,4	2425,2	2466,8	2479,5
Peso secco lordo (g)	2257,8	2281,5	2285,1	2275,6
Tara (g)	904,9	908,3	898,2	900,0
H₂O (g)	114,6	143,7	181,7	203,9
Peso secco netto (g)	1352,9	1373,2	1386,9	1375,6
w (%)	8,54	10,43	12,78	14,49

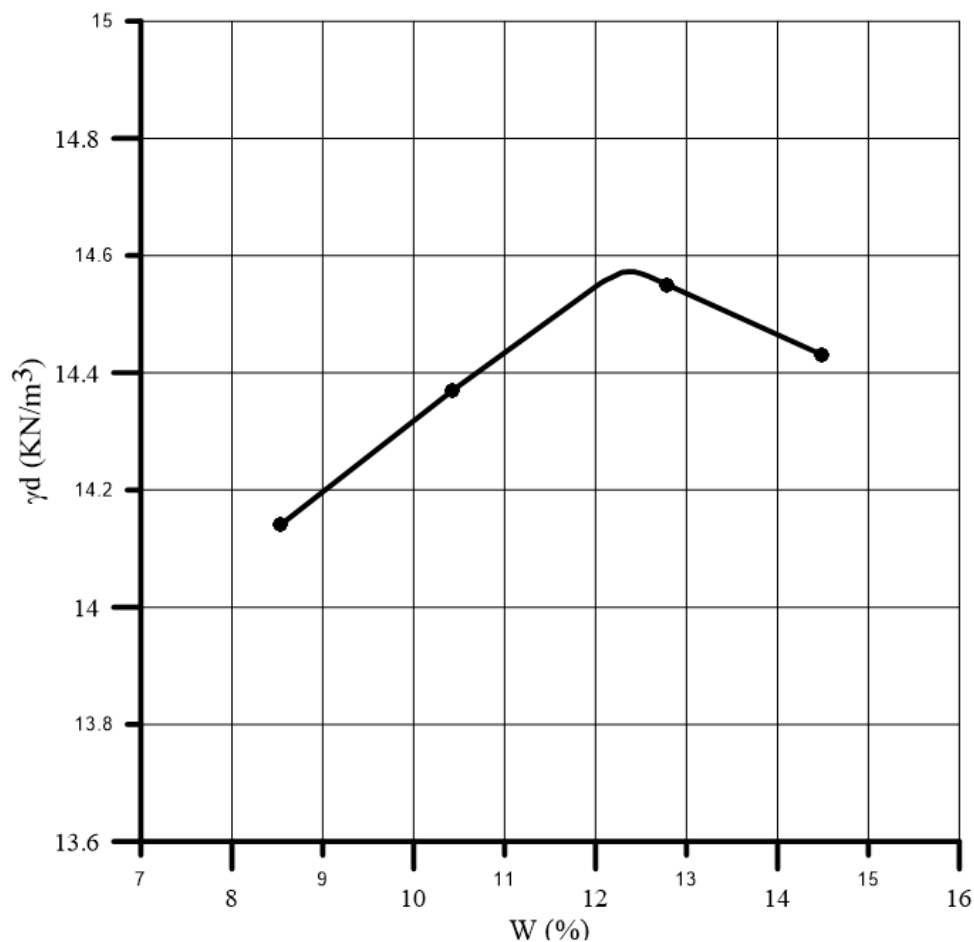


Figura 159. Curve di costipamento della prova AASHTO Standard sul limo bianco

Tabella 52. Prova AASHTO Standard sul limo grigio chiaro

Proctor n°	Campione 1	Campione 2	Campione 3	Campione 4	Campione 5	Campione 6
Peso secco (g)	1800	1800	1800	1800	1800	1800
H₂O (%)	6	8	10	12	16	18
H₂O (g)	108	144	180	216	288	324
Peso lordo umido (g)	5939	5119	5187	5318	5292	5221
Peso tara (g)	4252,0	3354,0	3354,0	3354,0	3353,7	3353,7
Peso netto umido (g)	1687	1765	1833	1964	1938,3	1867,3
Densità umida (g/cm³)	1,757	1,881	1,953	2,093	2,065	1,990
Densità secca (g/cm³)	1,687	1,730	1,768	1,838	1,768	1,670
Densità secca (kN/m³)	16,55	16,97	17,34	18,03	17,34	16,38
Verifica Proctor n°	Limo grigio chiaro1	Limo grigio chiaro 2	Limo grigio chiaro 3	Limo grigio chiaro 4	Limo grigio chiaro 5	Limo grigio chiaro 6
Peso umido lordo (g)	2590,2	2661,8	2731,8	2856,2	2843,6	2762,9
Peso secco lordo (g)	2486,7	2520,1	2557,5	2616,8	2565,0	2462,7
Tara (g)	904,9	898,1	900,0	893,6	908,3	900,4
H₂O (g)	103,5	141,7	174,3	239,4	278,6	300,2
Peso secco netto (g)	1581,8	1622	1657,5	1723,2	1656,7	1562,3
w(%)	6,54	8,74	10,52	13,88	16,82	19,22

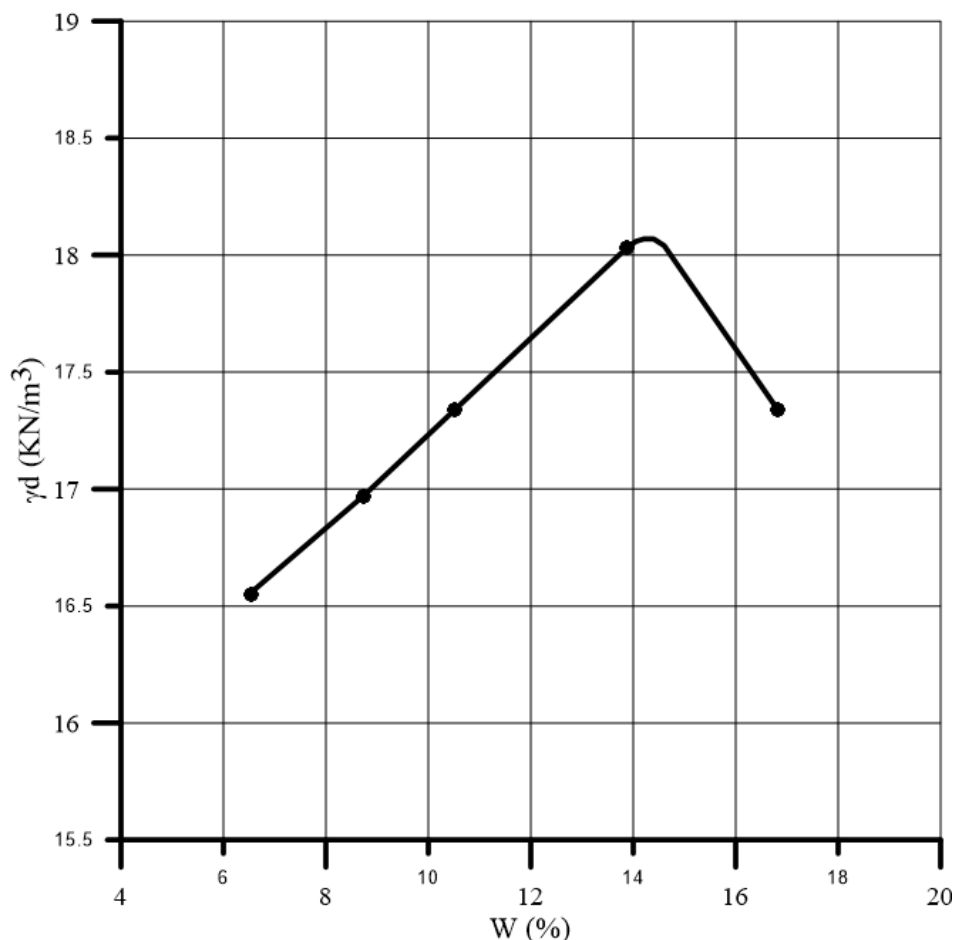


Figura 160. Curve di costipamento della prova AASHTO standard sul limo grigio chiaro

PROVA PER LA DETERMINAZIONE DEL PESO SPECIFICO DEI TERRENI

Con il termine «*peso specifico*» di un terreno si definisce il rapporto tra il peso di un volume noto del terreno secco e quello di un uguale volume di acqua distillata, determinati entrambi alla medesima temperatura T .

Il valore del *peso specifico* γ_s [g/cm^3], oltre a contribuire alla miglior caratterizzazione del terreno in esame, viene utilizzato nella elaborazione dei risultati ottenuti in prove aerometriche ed in quelle di consolidazione edometrica.

Questo procedimento viene utilizzato per terreni con grani di dimensioni inferiori ai 10mm.

Per l'esecuzione della prova si deve disporre di:

- un picnometro di vetro con capacità compresa tra i 100 e i 500cm³ (si veda la fig. 161);
- una bilancia con una sensibilità di 0,01g;
- un termometro con una sensibilità di 0,5°C;
- un forno termostatico per l'essiccazione del provino a 110±5°C.

Il picnometro di vetro viene pesato (sia P_p il suo peso) e quindi riempito con acqua distillata fino al livello di fede. Si indica con $P_a(T_i)$ il peso del picnometro, riempito di acqua distillata,



Figura 161. Picnometri per la ricerca del *peso specifico*

dove con T_i si è indicata la temperatura dell'acqua al momento della determinazione.

Variando la temperatura T varia ovviamente anche il peso P_a secondo la legge:

$$P_a(T) = \gamma_a(T)/\gamma_a(T_i) \cdot [P_a(T_i) - P_p] + P_p \quad (134)$$

dove si è indicato con:

- T_i la temperatura dell'acqua al momento della prova;
- T la generica temperatura diversa da T_i ;
- $\gamma_a(T)$ il peso di volume dell'acqua alla temperatura generica T .

Il procedimento consiste nell'introdurre nel picnometro 25-30g di terreno (passante al vaglio ASTM n°200) e versare al suo interno acqua distillata, in quantità tale da sommergere completamente provino, per poi lasciarlo riposare per almeno quattro ore.

Si procede quindi all'eliminazione dell'aria rimasta imprigionata all'interno del volume di terreno assoggettando il volume interno del picnometro, per almeno 20 minuti, ad una depressione non superiore a 100mmHg, attraverso un aspiratore o una pompa a vuoto (si veda la fig. 162). Durante l'aspirazione è necessario agitare spesso e con decisione il picnometro.



Figura 162. Pompa a vuoto del laboratorio del Dipartimento di Geotecnica

Applicando queste elevate depressioni interne può accadere che la sospensione bolla troppo violentemente, in questi casi è consigliabile ridurre la depressione o ricorrere a un picnometro di dimensioni maggiori.

Ottenuta la disaerazione del materiale di prova, si riempie il picnometro con acqua distillata fino al livello di fede e dopo aver messo il tappo e aver asciugato il picnometro, si registrano il peso P_{pa} e la temperatura T_x .

Il valore del peso specifico γ_S viene determinato con la seguente espressione:

$$\gamma_S = P_s / (P_s + P_{pa} - P_t) \quad (135)$$

dove con P_s si è indicato il peso secco netto del provino.

Naturalmente un minimo errore in una delle fasi della prova può far variare i risultati, prova che comunque, anche svolgendo tutto l'iter procedurale nelle modalità corrette, contiene un errore intrinseco che può modificare la valutazione del γ_S anche dell'ordine del centesimo.

Dalle prove eseguite sul limo bianco risulta $\gamma_S = 2,724 \text{ g/cm}^3$, mentre per il limo grigio chiaro si è ottenuto $\gamma_S = 2,757 \text{ g/cm}^3$.

Riepilogo delle caratteristiche dei terreni in base a tutte le prove eseguite

Il limo bianco è definibile secondo le seguenti caratteristiche:

Limo non plastico, con presenza di sabbia fine, classificato ML secondo l'USCS e A-4 secondo l'AASHTO, con $w_L = 24\%$, $w_P = 20\%$, $I_P = 4\%$, $\gamma_{d,max} = 14,58 \text{ kN/m}^3$, $w_{opt} = 12,40\%$, $\gamma_S = 2,724 \text{ g/cm}^3$, $d_{10} = 0,00530 \text{ mm}$, $d_{30} = 0,0078 \text{ mm}$, $d_{50} = 0,0180 \text{ mm}$, $d_{60} = 0,0318 \text{ mm}$, $C_U = 6$ e $C_C = 0,36$.

Il limo grigio chiaro invece è definibile secondo le seguenti caratteristiche:

Limo non plastico, con sabbia fine e presenza di sabbia media, classificato ML secondo l'USCS e A-4 secondo l'AASHTO, con w_L , w_P , I_P non determinabili, $\gamma_{d,max} = 18,06 \text{ kN/m}^3$, $w_{opt} = 14,30\%$, $\gamma_S = 2,757 \text{ g/cm}^3$, $d_{10} = 0,00148 \text{ mm}$, $d_{30} = 0,0174 \text{ mm}$, $d_{50} = 0,0380 \text{ mm}$, $d_{60} = 0,0520 \text{ mm}$, $C_U = 35,13$ e $C_C = 3,93$.

Fibre di polipropilene

L'interesse verso le fibre propileniche risale al 1965 in USA quando ne venne proposto l'impiego industriale nel calcestruzzo e nelle malte. Il composito cementizio così ottenuto, caratterizzato da una inusuale resistenza all'urto, venne chiamato *Caricarete*. In seguito vennero effettuate su tale composito cementizio numerose ricerche cui seguirono sviluppi tecnologici e industriali tendenti soprattutto a conferire alle fibre proprietà di bagnabilità, aderenza alla matrice e migliori caratteristiche meccaniche. Nel 1977 un nuovo materiale,

denominato *Netchem*, si presentava come un'interessante alternativa all'amianto cemento (in particolare per lastre) rispetto al quale non manifestava né la fragilità né i problemi connessi all'uso dell'amianto, per il quale in quel periodo erano proposte in sede CEE restrizioni all'impiego e alla futura sostituzione.

Dal 1987 in Italia, dopo numerose ricerche, sono disponibili commercialmente retti fibrillate continue in fibre di polipropilene, impiegate dai produttori italiani di amianto-cemento in lastre ondulate cementizi esenti da amianto e rinforzate con archetti in polipropilene fibrillate.

Le fibre utilizzate in questo studio sono le Fibromix PPF, ossia fibre di polipropilene vergine al 100%, senza materiali a base di olefina rigenerata, prodotte in certificazione SGS ISO 9001 secondo le specifiche ASTM C 1116: 1997 TYPE III GMP, studiate in primis per l'industria del calcestruzzo.

Caratteristiche delle fibre

Si tratta di fibre fibrillate: la fibrillatura è un processo produttivo che consente di ottenere una fibra dalla forma lineare partendo da una sorta di "retina" (si veda la fig. 163). Nel calcestruzzo durante la fase di miscelazione delle fibre al composto, questa retina si sfalda gradualmente, grazie all'azione degli inerti in movimento all'interno dell'impasto, rilasciando le singole fibre lineari di cui è composta (miscelazione in due stadi). Le fibre fibrillate sono quindi tali prima della posa in opera, dopodiché rientrano a tutti gli effetti nella categoria delle fibre lineari. Le fibre Fibromix PPF si utilizzano con i diversi tipi di impasti cementizi, migliorandone le caratteristiche di permeabilità all'acqua, la tenacità, la resistenza alle abrasioni e alle fessurazioni.

Nelle diverse prove che abbiamo eseguito, abbiamo cercato inoltre quale potesse essere il metodo più efficace e veloce che ci consentisse di sfaldare e miscelarle in modo omogeneo le fibre con il terreno. Inizialmente abbiamo frammentato manualmente le fibre cercando di suddividerle il più possibile le une dalle altre. Avendo però a che fare con fibre il cui spessore si aggira attorno al decimo di millimetro la suddivisione si è presentata più ardua del previsto. Allorché prendendo spunto dalla brochure, della ditta produttrice delle fibre, abbiamo fatto una prima frammentazione grossolana delle fibre per poi aggiungerle al quantitativo di terreno necessario per la realizzazione di un provino e abbiamo impastato manualmente, a secco, le fibre con il terreno notando un'ulteriore sfaldamento delle stesse ad opera degli inerti in movimento all'interno dell'impasto.

Solo in fase di verifica dei dati ci si è accorti che i dati forniti dal produttore non corrispondevano alle caratteristiche del prodotto, infatti le fibre non presentano sezione

circolare con valore di $0,31\text{mm}^2$ come dichiarato, avendo invece una larghezza di 0,6 mm e spessore inferiore al decimo di mm. I produttori non sono stati in grado di fornire informazioni riguardo lo spessore e dunque per i calcoli si è assunto per questa dimensione un valore di 0,05 mm.



Figura 163. Fibre fibrillate in gruppi e separate

Le *caratteristiche chimico-fisiche* delle fibre oggetto di studio sono:

- γ_s : Peso Specifico delle fibre = $0,946\text{kg/dm}^3$;
- $A_{f,i}$: Sezione trasversale = $0,03\text{mm}^2$;
- l_f : Lunghezza delle fibre = 19mm ;
- b_f : Larghezza delle fibre = $0,6\text{mm}$;
- s_f : Spessore delle fibre = $0,05\text{mm}$;
- $d_{f,eq}$: Diametro equivalente $\sqrt{(4 \cdot b_f \cdot s_f)/\pi} = \sqrt{(4 \cdot 0,6 \cdot 0,05)/\pi} = 0,19\text{mm}$;
- $\varepsilon_{f,el}$: Deformazione Elastica delle fibre = 15% ;
- $\sigma_{f,ult}$: Resistenza a Trazione = 400MPa ;
- E_f : Modulo Elastico = 2667MPa ;
- Punto di Accensione = 590°C ;
- Punto di Fusione = 160°C ;
- Assorbimento d'Acqua: nullo;
- Resistenza agli acidi, ai sali ed agli alcali: alta;
- Conduttività Termica: Bassa;
- Conduttività Elettrica: bassa.

PROVE TRIASSIALI

Introduzione

Per le verifiche di resistenza delle opere geotecniche è necessario valutare quali sono gli stati di tensione massimi sopportabili dal terreno in condizioni di incipiente rottura.

La resistenza al taglio di un terreno, in una data direzione, è la massima tensione tangenziale τ , che può essere applicata alla *struttura-terreno*, in quella direzione, prima che si verifichi la “rottura”, ovvero la condizione in cui le deformazioni sono elevate oltre ogni limite.

La rottura può essere improvvisa e definitiva, con perdita totale di resistenza, oppure può avere luogo dopo grandi deformazioni plastiche, senza completa perdita di resistenza, come si verifica in genere nei terreni.

Nella *Meccanica dei Terreni* si parla di **Resistenza al Taglio**, perché in tali materiali, a causa della loro natura particellare, le deformazioni e la rottura avvengono principalmente per scorrimento relativo fra i grani.

Per la soluzione dei problemi di meccanica del terreno è possibile, in virtù del **Principio delle Tensioni Efficaci**, riferirsi al terreno saturo (mezzo particellare, i cui spazi fra le particelle sono riempiti d'acqua) come alla sovrapposizione nello stesso spazio di due *mezzi continui*: uno solido corrispondente alle particelle di terreno ed uno fluido, corrispondente all'acqua che occupa i vuoti interparticellari. In tal modo è possibile applicare ai terreni i concetti della meccanica dei mezzi continui solidi e della meccanica dei mezzi continui fluidi. Le tensioni collegate al continuo solido sono le *Tensioni Efficaci*, definite come *differenza fra le tensioni totali e le pressioni interstiziali*:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (136)$$

A queste tensioni è legata la resistenza di taglio dei terreni.

Tra le diverse prove di laboratorio che permettono la determinazione dei parametri della resistenza a taglio di un terreno, le prove triassiali rivestono senza alcun dubbio quelle con di maggior importanza.

Infatti, nonostante alcune incertezze sperimentali da cui anche se sono caratterizzate, sono numerose le differenziazioni possibili all'interno del medesimo schema di prova. Tali differenziazioni consentono, per quanto possibile, di rappresentare stati intenzionali particolari e condizioni di drenaggio di vario tipo.

Lo stato tensionale a cui è soggetto un provino durante una prova triassiale è di tipo assial-simmetrico e rimane tale durante tutte le fasi della prova, quindi le tensioni principali agiscono sempre lungo la direzione assiale ($\sigma_1 = \sigma_a$) e quella radiale del provino ($\sigma_3 = \sigma_r$).

Tra le possibili varianti che la prova triassiale permette vi sono:

- prova di compressione triassiale con consolidazione isotropica, senza drenaggio e con la misura della pressione neutrale (CIU);
- prova di compressione triassiale senza consolidazione, senza drenaggio e con la misura della pressione neutrale (UU);
- prova di compressione triassiale con consolidazione anisotropa, con drenaggio e con la misura della pressione neutrale (CID);
- prova di compressione triassiale con applicazione della contro-pressione o «*back-pressure*»
- prova di estensione triassiale con incrementando σ_a e σ_r secondo un rapporto prestabilito;
- prova di estensione triassiale mantenendo costante σ_a e diminuendo σ_r ;
- prova di estensione triassiale mantenendo costante σ_a e aumentando σ_r ;
- prova di estensione triassiale mantenendo costante σ_r e diminuendo σ_a .

Come preannunciato nell'introduzione le prove eseguite per la stesura di questo elaborato fanno riferimento alle prove triassiali Tx-CIU.

L'apparecchiatura di prova consiste essenzialmente in tre parti distinte:

- il sistema di applicazione delle forze verticali;
- il sistema di applicazione delle pressioni di cella;
- la cella di prova.

Il primo sistema consente di applicare il carico verticale sul provino con velocità variabile e prefissata. Il secondo sistema permette di applicare la pressione in cella, grazie ad un dispositivo idraulico con una variazione di pressione ammessa durante la prova di $\pm 1\%$ del valore iniziale. Infine la cella di prova (si veda la fig. 164) è composta da un cilindro trasparente in plexiglass, confinato tra due basamenti rigidi d'acciaio. Quattro sono le uscite verso l'esterno previste in ciascuna cella: il tubo di adduzione dell'acqua, la valvola di sfiato, i due drenaggi che collegano le facce superiore e inferiore del provino con l'esterno.

Completano l'apparecchiatura di prova:

- due pietre corrose circolari di diametro pari a quello del provino;
- una membrana di rivestimento del provino;
- due anelli per la sigillatura delle teste del provino;
- un computer collegato alla pressa e ai trasduttore di pressione, per poter registrare tutti i dati rilevati durante la prova.

Tutte le prove triassiali vengono generalmente realizzate su provini cilindrici di terra, confezionati con dimensioni e modalità standard dipendenti del tipo di terra. Il diametro D

del provino, l'altezza H e la dimensione " d " della particella maggiore, presente nella terra in esame, devono soddisfare le seguenti relazioni:

- se $D \geq 33\text{mm} \rightarrow d < D/10$;
- se $D > 71\text{mm} \rightarrow d < D/6$;
- $H/D = 2 \div 2,54$.

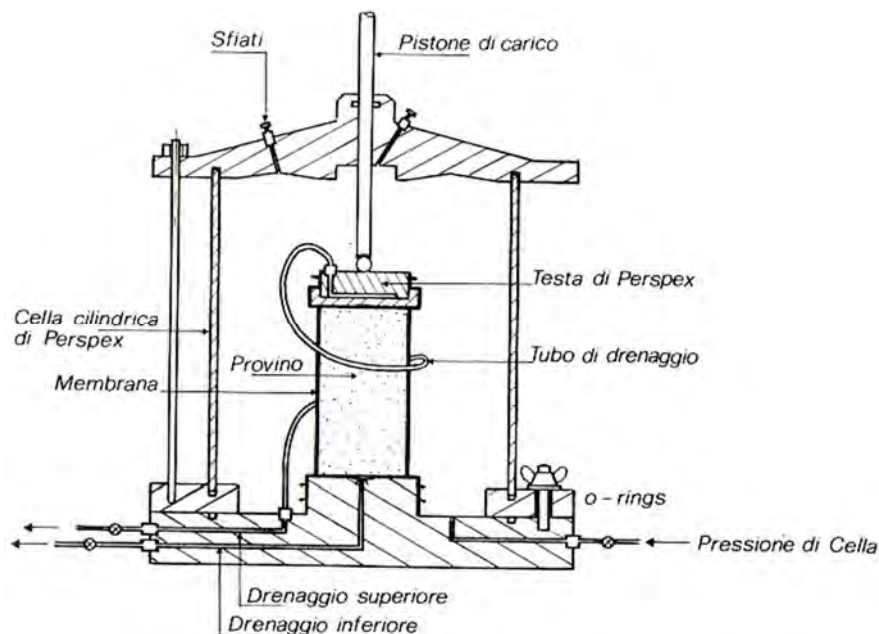


Figura 164. Selezione della cella triassiale

Quest'ultimo rapporto trova giustificazione nel tentativo di minimizzare eventuali fenomeni di attrito che si potrebbero altrimenti verificare alle teste del provino durante la fase di compressione.

Le dimensioni del provino vengono determinate con un calibro di sensibilità di 0,2mm.

Il confezionamento di provini cilindrici, con terreno coesivo, è relativamente semplice, il terreno ha infatti la capacità di sostenersi e mantenere la forma e le dimensioni imposte (si veda la fig. 165).

Il provino poi viene confinato in una membrana di gomma o di materiale sintetico, che ha la funzione di isolarlo completamente dall'acqua. La membrana deve presentare le seguenti caratteristiche:

- essere perfettamente impermeabile all'acqua;
- offrire la minima resistenza all'espansione;
- avere spessore $\leq 1\%$ del diametro del provino;



Figura 165. Provino cilindrico confezionato con terreno coesivo

- essere sigillata sopra e sotto da anelli di gomma aventi diametro interno minore del 75% del diametro del provino.

Le fasi preliminari della prova triassiale Tx-CIU sono:

- a) il provino, avvolto nella membrana di protezione, viene collocato al centro della cella, tra due pietre porose, collegate con l'esterno;
- b) la cella viene chiusa ermeticamente e riempita con acqua;
- c) i circuiti idraulici (drenaggi, valvole, etc.) vengono disaerati e saturati con acqua;
- d) si procede ad una pre-saturazione e successivamente ad una saturazione del provino a seconda del terreno oggetto di studio (si veda la fig. 166).



Figura 166. Esempio di provino avvolto nella membrana di protezione e collocato al centro della cella

La pre-saturazione si esegue in via precauzionale in quei terreni, come quelli oggetti della nostra sperimentazione, che se soggetti direttamente alla pressione di saturazione di 400kPa potrebbero non mantenere la capacità di sostenersi e rischiare quindi di modificare la forma e le dimensioni imposte. Questa pre-saturazione avviene imponendo una pressione di cella $\sigma_r = 20\text{kPa}$ e una pressione idrostatica all'interno del provino $u = 18\text{kPa}$, quest'ultima pressione viene esercitata solamente alla base del provino lasciando aperto il drenaggio superiore fino alla comparsa delle prime gocce d'acqua. Questa comparsa indica che la pre-saturazione è completa.

La saturazione, invece, viene prodotta per mezzo di una sovrappressione neutrale (*back-pressure*) applicata generalmente all'estremità inferiore del provino attraverso il drenaggio del provino. In tal modo le bolle d'aria eventualmente presenti nel provino tendono a sciogliersi nell'acqua interstiziale. Tuttavia per mantenere costante la pressione effettiva sul campione, la pressione di confinamento in cella deve essere aumentata della stessa quantità. Nel caso in esame parliamo generalmente di una $\sigma_r = 403\text{kPa}$ e di una $u = 400\text{kPa}$.

Il volumometro, per mezzo del quale è possibile controllare il volume d'acqua entrante nel campione, a saturazione ultimata, si stabilizza attorno ad un valore costante. La verifica sperimentale dell'avvenuta saturazione viene ottenuta chiudendo la valvola d'entrata della «*back-pressure*», inserendo sul drenaggio inferiore un trasduttore di pressione e applicando un incremento di pressione $\Delta\sigma_r$ nella cella. Si registra la variazione di pressione Δu nei pori del campione e si determina il coefficiente di Skempton: $B = \Delta u / \Delta\sigma_r$. Sapendo

che il coefficiente B è pari all'unità nei terreni saturi, la saturazione viene ritenuta ultimata nel caso in cui B risulti $\geq 0,95$.

Due sono i vantaggi conseguibili con l'uso della «back-pressure»:

- si realizza la saturazione del provino ed una migliore misura delle pressioni neutrali;
- si ripristina uno stato intenzionale più simile a quello esistente in sito.

La prima fase della prova triassiale consiste nell'applicazione di una pressione idrostatica di confinamento σ_r nella cella, con i drenaggi, collegati alle teste del campione, aperti: si parla allora di prova «consolidata». Il processo di consolidazione è controllato attraverso la misura nel tempo del volume di acqua espulso e raccolto in una buretta graduata, che viene diagrammato in funzione del tempo (si veda la fig. 167). Il provino stesso viene considerato definitivamente consolidato quando si osserva un assestamento dei livelli d'acqua attorno un valore costante. I tempi necessari per ottenere l'esaurimento della consolidazione dipendono dal tipo di terreno e dalle dimensioni del campione; si passa quindi dalle poche ore richieste per i terreni incoerenti, ai 5-8 giorni per quelli coesivi.

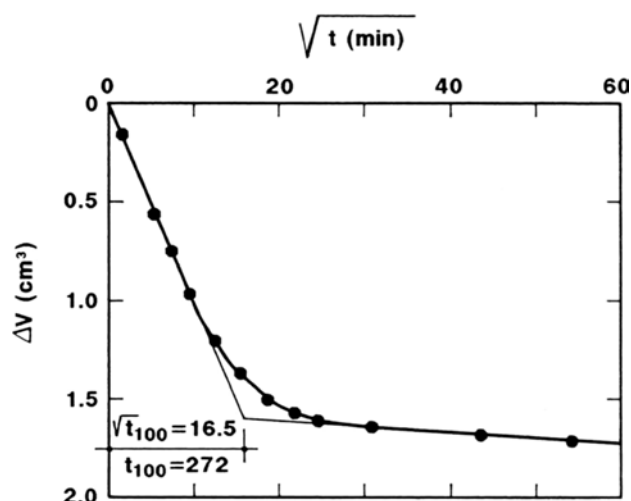


Figura 167. Curva di consolidazione nella fase di compressione isotropa

Una volta che il provino è stato consolidato si passa alla fase di taglio, in cui i drenaggi superiore ed inferiore vengono chiusi e la prova si definisce «non drenata». Il taglio consiste nell'applicazione di una forza verticale di compressione fino al raggiungimento della condizione di rottura (si veda la fig. 168), in altre parole il provino è sottoposto alla tensione deviatorica $\sigma_a - \sigma_r = F/A$ crescente del tempo. Tale condizione viene caratterizzata con uno dei seguenti valori di resistenza:

- è il valore massimo dello sforzo verticale applicato, per livelli di deformazione assiale inferiori al 20%;
- oppure è il valore dello sforzo verticale corrispondente alla deformazione assiale del 20%, se non si è verificata la circostanza precedente.

Le deformazioni indotte nel corso della prova non sono omogenee, a causa degli attriti che si verificano immediatamente alle estremità del provino, così come le pressioni neutrali corrispondenti.

Durante questa fase è possibile registrare lo sviluppo della pressione interstiziale, a mezzo di un trasduttore collegato al drenaggio inferiore. La distribuzione della pressione u dipende dalle caratteristiche di permeabilità, dalle dimensioni del provino, dalle condizioni di drenaggio e dalla velocità di prova. La misura della pressione u assume piena validità nei casi in cui la velocità di



Figura 168. Raggiungimento della condizione di rottura

prova consenta, istante per istante, l'uniformità della pressione neutrale all'interno del provino stesso. Nella fattispecie si può affermare che sulla base di numerose esperienze acquisite, una velocità di $\approx 0,1\%h/min$ soddisfa tale condizione, nella quasi generalità dei casi.

Nelle varie fasi della prova triassiale vengono rilevati periodicamente i seguenti valori, infittendo le letture dall'inizio e alla fine della prova.

- *FASE DI CONSOLIDAZIONE:*

- la pressione di confinamento σ_r ;
- la quantità d'acqua entrante/uscente nel campione;
- l'abbassamento verticale ΔH .

- *FASE DI TAGLIO:*

- la pressione di confinamento σ_r ;
- la forza verticale F ;
- l'abbassamento verticale ΔH ;
- la variazione della pressione neutrale Δu .

Infine bisogna determinare il contenuto d'acqua e il peso di volume iniziale e finale del provino prima e dopo averlo essiccato in forno.

Tali misurazioni permettono di calcolare le seguenti grandezze:

- $\varepsilon_V = \frac{\Delta V}{V} = 2\varepsilon_r + \varepsilon_a$ deformazione volumetrica;
- $\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H}$ deformazione assiale;
- $\sigma_a = \sigma_r + \frac{F}{A}$ tensione assiale.

La prova Tx-CIU consente quindi di ricavare la resistenza a taglio di un terreno coesivo in termini di tensioni efficaci, costruendo i cerchi di Mohr dello stato tensionale totale, sottraendo le tensioni neutrali e ottenendo così quelle efficaci $\sigma' = \sigma - u$.

È possibile seguire l'evoluzione, nel tempo, del cerchio di Mohr corrispondente allo stato tensionale del provino fino ed oltre la rottura, sia in termini di tensioni totali che in termini di tensioni efficaci. La prova viene eseguita su almeno tre provini a differenti pressioni di consolidazione. I tre cerchi “*efficaci*” sono tangenti ad una retta di involuppo limite passante per l'origine con pendenza costante individuata dall'angolo di attrito $\phi' = \text{cost}$. L'equazione di questa retta è:

$$\tau = \sigma' \tan \phi'$$

Modalità di preparazione dei campioni

Studiando i test svolti nella tesi presa come riferimento e confronto, è stato riscontrato che dall'estrusione dei campioni dalla fustella Proctor, le fibre venivano trascinate verso il fondo del campione, generando allo stesso tempo diversi vuoti nella parte alta dei campioni con un notevole ammasso di fibre sul fondo degli stessi.

Si è scelto allora di utilizzare una fustella standardizzata speciale, avente un diametro interno di 7,23cm e un'altezza complessiva di 18cm, tarata però internamente ad un'altezza di 15,2cm in modo da rispettare il rapporto tra altezza e diametro di $2 \div 2,5$ dei campioni, che devono essere sottoposti alla prova triassiale devono rispettare.

Utilizzando questa particolare fustella però non è stato possibile compattare meccanicamente il campione con il congegno normalmente utilizzato per le prove Proctor, ma abbiamo dovuto compattare ciascun campione manualmente imprimendogli la medesima energia che i provini avrebbero ricevuto se fossero stati compattati con la macchina delle prove Proctor. Tutto questo ci ha portato ad alcune modifiche quali il numero di strati che compongono il provino che passano dai canonici 3 strati a 4, il numero di colpi con cui compattare la matrice terreno-fibre che invece di essere 25 diventano 12 colpi, mentre il peso del pestello e l'altezza di caduta rimangono invariati, ossia 2,5Kg e 30,5cm, rispettivamente, per una energia complessiva di $6,05 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}^3$. A questi valori siamo arrivati mediante semplici calcoli, quali:



Figura 169. Fustella usata per la realizzazione dei provini sottoposti alle prove triassiali

- per il numero di strati abbiamo operato tramite una proporzione tra l'altezza del campione e il numero di strati

$$11,7:3 = 15,2:x \Rightarrow x = 4 \text{ strati};$$

- dato che l'energia di costipamento per una prova AASHO Standard è data dal peso del pestello per il numero degli strati, per il numero dei colpi da costipamento, per l'altezza di caduta del pestello, tutto diviso per il volume del provino, abbiamo determinato il numero di cadute del pestello facendo la formula inversa e inserendovi in nostri dati arrivando a:

$$\frac{6,05 \cdot (7,23/2)^2 \pi \cdot 15,2}{2,5 \cdot 4 \cdot 30,5} = 12,3 \Rightarrow 12 \text{ cadute}$$

Partendo dalle considerazioni fatte nelle prove condotte negli articoli presentati in questo elaborato e dalla tesi di supporto, abbiamo scelto di adottare come percentuali di fibre i seguenti valori: 0,00, 0,25, 0,50 e 1,00% rispetto al peso secco di ciascun provino.

Per spiegare il metodo utilizzato per determinare il quantitativo di ciascun materiale da inserire in ogni campione prendiamo ad esempio la realizzazione di un campione di limo bianco alla w_{opt} e rinforzato con lo 0,25% di fibre.

Dalla prova Proctor sappiamo che per il limo bianco si ha $w_{opt} = 12,40\%$ e $\gamma_{d,max} = 14,58 \text{ KN/m}^3$. Dall'eq. 133 è possibile ricavare un $\gamma_{u,max} = 14,58(1 + 0,1240) = 16,39 \text{ KN/m}^3 = 1,67 \text{ g/cm}^3$ che rappresenta la densità umida massima per il campione non rinforzato, realizzato secondo la prova Proctor, da mantenere costante durante la preparazione dei campioni terreno-acqua.

Sapendo che il peso specifico delle singole fibre è pari a $\gamma_f = 0,91 \text{ g/cm}^3$, che queste ultime non possono modificare il proprio volume e che il volume di ogni campione, soggetto alla prova triassiale, è pari a $V = \pi(d/2)^2 h = \pi(7,23/2)^2 \cdot 15,2 = 624,04 \text{ cm}^3$, possiamo determinare un volume V_{prop} proporzionato ai contenuti dei singoli materiali che compongono il campione, assumendolo pari a:

$$V_{prop} = (W_s + W_w)/\gamma_{u,max} + W_f/\gamma_f \quad (137)$$

Ipotizzo allora una massa di terreno $W_{s,prop} = 100 \text{ g}$, dall'equazione $\chi_w = W_s/W_f$ ottengo un quantitativo in peso di fibre pari a $W_{f,prop} = 0,25 \text{ g}$ e dall'eq. 126 si ottiene una massa d'acqua $W_{w,prop} = 12,40 \text{ g}$. Sostituendo tali valori nell'eq. 137 si ottiene:

$$V_{prop} = (100 + 12,4)/1,67 + 0,25/0,91 = 67,58 \text{ cm}^3.$$

Per determinare allora le quantità in peso dei singoli materiali che costituiscono il campione di prova, si esegue la seguente proporzione

$$W_x/W_{x,prop} = V/V_{prop} \quad (138)$$

variando al posto di x i vari pedici s , w , f ed utilizzando i dati noti, si definiscono il peso del terreno $W_s = 924,1g$, la massa d'acqua $W_w = 114,6g$ e il peso delle fibre $W_f = 2,3g$. Tali valori sono stati calcolati per il campione di limo bianco con w_{opt} e rinforzato con lo 0,25% di fibre.

Tale procedura è stata effettuata per ogni tipologia di campione ed i pesi calcolati sono stati attentamente prelevati da ogni materiale.

Caratteristiche d'esecuzione delle prove triassiali CU svolte

I campioni testati sono in totale sono 25, preparati con differenti quantità di fibre e sottoposti a pressioni di consolidamento diverse.

I primi 12 campioni sono testati sul terreno denominato limo bianco e i campioni dal 14 al 25 sul terreno chiamato limo grigio chiaro. A loro volta sono suddivisi in 4 categorie a seconda delle quantità di fibre presenti nei campioni (0,00; 0,25; 0,50 e 1,00%) e per ognuna di queste categorie sono stati testati 3 campioni con differente pressione di consolidamento (25, 50 e 100kPa).

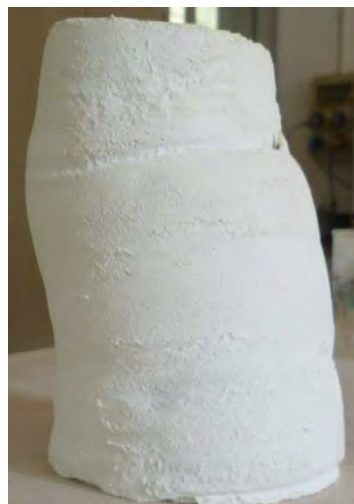
Nel campione n°13 invece è stato utilizzato il terreno n°4 utilizzato nella tesi di confronto, con una pressione di consolidazione pari a 100kPa e una quantità di fibre equivalente allo 0,50%. Quest'ultimo campione è stato studiato per poter capire in modo più chiaro la differenza tra un campione costipato mediante un'energia potenziale standardizzata e un campione il cui rifermento alla costipazione è l'altezza finale del provino.

I primi 12 campioni possedevano un diametro costante di 7,23cm e l'altezza rispettava il rapporto $h/d = 2 \div 2,5$ variando dai 14,5 ai 15,85cm (questo aumento di altezza lo si è osservato coincidere con l'aumento del contenuto di fibre). Durante la preparazione dei successivi 13 campioni ci siamo accorti che la superficie laterale dei provini appariva spesso "screpolata" e irregolare, questo dovuto probabilmente ad una natura del limo grigio chiaro più sabbiosa, andando ad incidere sull'interazione tra la superficie laterale interna della fustella e il terreno stesso. Abbiamo applicato allora, sulla superficie laterale interna della fustella, una protezione liscia in plastica sperando che questo migliorasse la superficie dei campioni, obiettivo raggiunto poi in modo relativamente sufficiente. Questo però ha portato ad un diametro dei provini leggermente inferiore, ossia pari a 7,10cm, mentre le altezze hanno mantenuto il loro rapporto rispetto al diametro entro l'intervallo di $2 \div 2,5$, variando dai 14,90 ai 15,85cm. Abbiamo infine notato, come è avvenuto per il limo bianco, che l'altezza è aumentata con l'aumento del contenuto di fibre.

Nelle immagini sottostanti sono state riportate le fotografie riguardanti i campioni portati a rottura ed asciugati in forno.



Campione 01: limo bianco con 0,00% di fibre e consolidato a 25kPa



Campione 02: limo bianco con 0,00% di fibre e consolidato a 50kPa



Campione 03: limo bianco con 0,00% di fibre e consolidato a 100kPa



Campione 04: limo bianco con 0,25% di fibre e consolidato a 25kPa



Campione 05: limo bianco con 0,25% di fibre e consolidato a 50kPa



Campione 06: limo bianco con 0,25% di fibre e consolidato a 100kPa



Campione 07: limo bianco con 0,50% di fibre e consolidato a 25kPa



Campione 08: limo bianco con 0,50% di fibre e consolidato a 50kPa



Campione 09: limo bianco con 0,50% di fibre e consolidato a 100kPa



Campione 10: limo bianco con 1,00% di fibre e consolidato a 25kPa



Campione 11: limo bianco con 1,00% di fibre e consolidato a 50kPa



Campione 12: limo bianco con 1,00% di fibre e consolidato a 100kPa

Osservando le modalità di rottura dei campioni di limo bianco possiamo vedere che i primi campioni senza fibre subiscono un'apparente rottura a bulbo centrale, mentre via via che la percentuale delle fibre aumenta questo tipo di rottura viene influenzata anche da piani di taglio, che portando i campioni con maggior quantità di fibre a una serie di piccole rotture distribuite sui piani coincidenti con i 3 piani che separano i 4 strati con cui sono stati preparati i campioni, in accordo con le ipotesi espresse negli studi esposti nella prima parte del presente elaborato, dove si ipotizza che le fibre generino un collegamento fra le catene di resistenza dei grani di terreno.



Campione 14: limo grigio chiaro con 0,00% di fibre e consolidato a 25kPa



Campione 15: limo grigio chiaro con 0,00% di fibre e consolidato a 50kPa



Campione 16: limo grigio chiaro con 0,00% di fibre e consolidato a 100kPa



Campione 17: limo grigio chiaro
con 0,25% di fibre e consolidato a
25kPa



Campione 18: limo grigio chiaro
con 0,25% di fibre e consolidato a
50kPa



Campione 19: limo grigio chiaro
con 0,25% di fibre e consolidato a
100kPa



Campione 20: limo grigio chiaro
con 0,50% di fibre e consolidato a
25kPa



Campione 21: limo grigio chiaro
con 0,50% di fibre e consolidato a
50kPa



Campione 22: limo grigio chiaro
con 0,50% di fibre e consolidato a
100kPa



Campione 23: limo grigio chiaro
con 1,00% di fibre e consolidato a
25kPa



Campione 24: limo grigio chiaro
con 1,00% di fibre e consolidato a
50kPa



Campione 25: limo grigio chiaro
con 1,00% di fibre e consolidato a
100kPa

Esaminando ora invece le modalità di rottura dei campioni di limo grigio chiaro possiamo vedere che fin dai primi campioni senza fibre la rottura avviene lungo un determinato e chiaro piano di taglio, mentre via via che la percentuale delle fibre aumenta questo tipo di rottura viene influenzato dal rinforzo, portando i campioni con maggior quantità di fibre a una rottura che è influenzata apparentemente sia da un piano di taglio sia da rotture distribuite sui piani coincidenti con i 3 piani che separano i 4 strati con cui sono stati preparati i campioni. Anche questo tipo di rotture sono in accordo con le ipotesi espresse negli studi esposti nella prima parte del presente elaborato, dove si ipotizzava che le fibre generassero un collegamento fra le catene di resistenza dei grani del terreno.

Risultati

Esponiamo ora alcuni grafici significativi sugli involuppi a rottura dei campioni, attraverso la risposta in termini di tensione deviatorica e in funzione della deformazione assiale, registrata durante la rottura dei campioni fibrorinforzati e non. Per chiarire ulteriormente le osservazioni che seguiranno abbiamo riportato a fine sezione i restanti grafici.

Il grafico di fig. 170 riguarda i campioni di limo bianco testati a 25kPa di consolidazione, con un contenuto crescente di fibre. Si nota un lento ma graduale aumento della tensione nei campioni con una percentuale $\leq 0,50\%$ di fibre, in cui la tensione deviatorica massima varia dai 14,94 ai 25,81kPa, mentre nel campione con l'1,00% di rinforzo si ha un'evidente picco al 14,80% della deformazione assiale a cui corrisponde una tensione deviatorica di 73,81kPa.

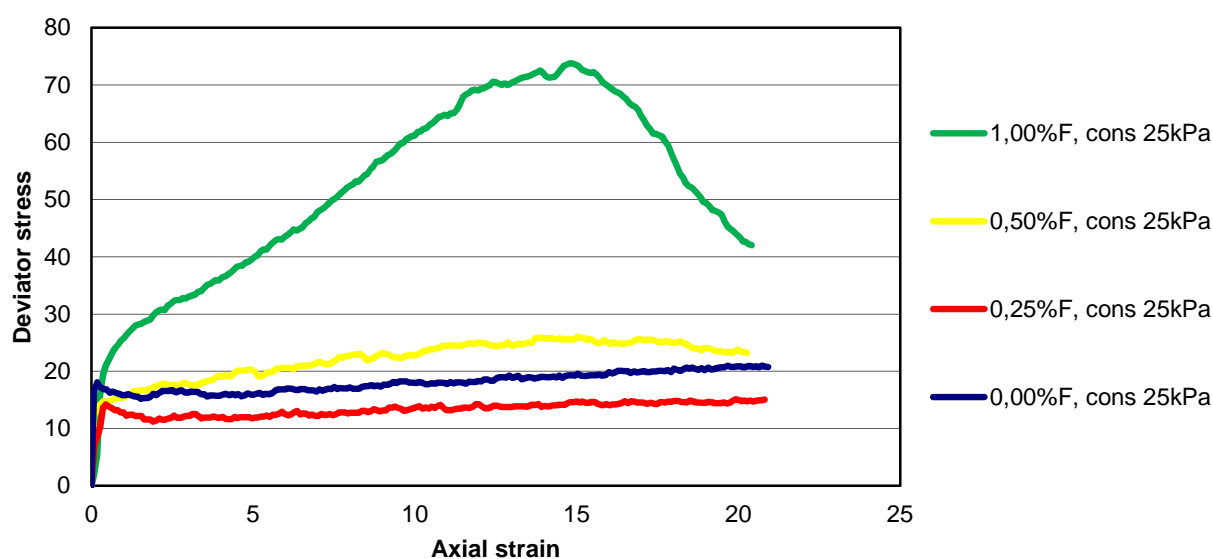


Figura 170. Prove CIU sui campioni di limo bianco, con una pressione di consolidazione di 25kPa, al variare del contenuto di fibre

Una situazione analoga la riscontriamo nel grafico di fig. 171 in cui abbiamo confrontato la tensione deviatorica dei campioni di limo grigio chiaro testati a 25kPa di consolidazione, con un contenuto crescente di fibre. Si osserva un lento ma graduale aumento della tensione nei campioni aventi il rinforzo in fibra, notando però che il campione con l'1,0% del materiale rinforzante non riesce a sviluppare una tensione deviatorica proporzionale ai campioni con una percentuale più bassa di fibre. Come si vedrà in seguito, i provini di limo grigio chiaro con una percentuale di fibre compresa tra lo 0,0 e lo 0,50% risultano maggiormente sovraconsolidati rispetto a quelli preparati con l'1,0% di rinforzo giustificando conseguentemente una minore resistenza deviatorica (si vedano le fig. 177 e 184). Si può osservare però, sui piani di Mohr (si veda la fig. 179), che i campioni con un maggior quantitativo di fibre se pur sviluppando una tensione deviatorica minore rispetto ai campioni meno rinforzati, sviluppano comunque un maggior angolo di taglio.

Si possono ora esaminare i grafici riguardanti la variazione di pressione neutrale registrata dai trasduttori durante la compressione del campione a drenaggi chiusi.

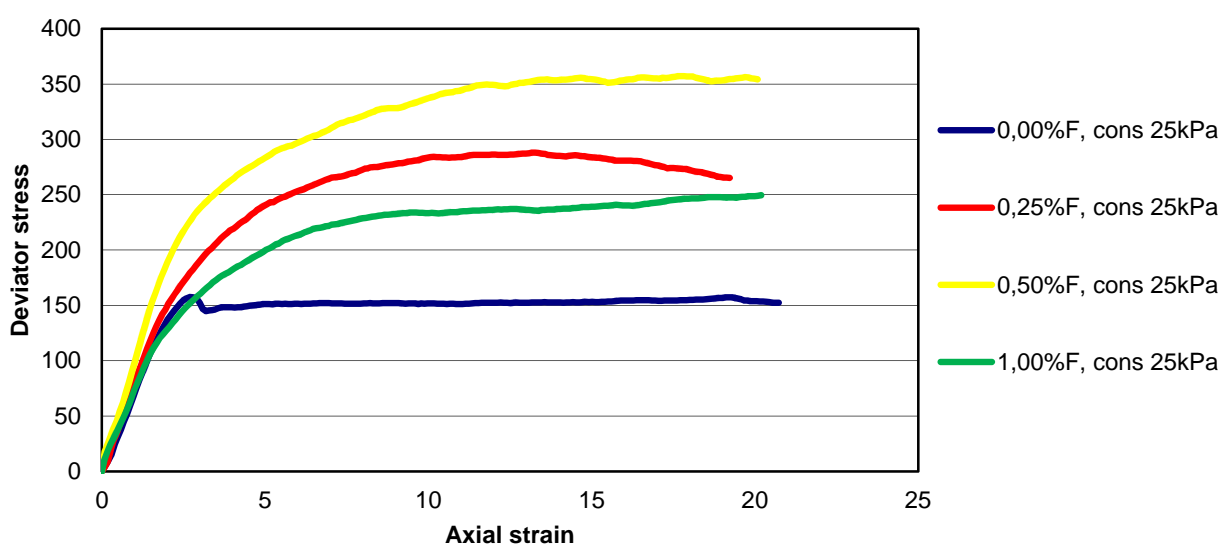


Figura 171. Prove CIU sui campioni di limo grigio chiaro, con una pressione di consolidazione di 25kPa, al variare del contenuto di fibre

Nel grafico di fig. 172 abbiamo i campioni di limo bianco consolidati a 100kPa, al variare della percentuale di rinforzo. Esso rispecchia l'andamento complessivo degli altri provini di limo bianco consolidati a pressioni differenti, evidenziando campioni di terreno normalconsolidati. Si può osservare come la pressione neutrale si sviluppa sul semiasse positivo, crescendo linearmente fino ad una deformazione assiale che varia dal 2 al 4%, curvando e stabilizzandosi poi per la restante durata della prova. Questo tipo di curve fa intuire che il percorso della tensionale efficace, dopo la fase di consolidamento, cresce incurvandosi verso sinistra. Questa caratteristica è influenzata dal tipo di terreno e non dalla

percentuale di fibre presenti, al contrario di quello che si osserverà a breve nei campioni di limo grigio chiaro.

In fig. 173 si espone il grafico dei campioni di limo grigio chiaro ad una pressione di consolidazione di 100kPa. Con il crescere del contenuto in fibre si ha una pressione neutrale maggiore, portando le curve a muoversi sempre di più verso il quadrante positivo delle u . Questo aumento della pressione interstiziale diminuisce la tensione efficace all'interno della massa del suolo. Si nota una differenza negli andamenti messi a confronto, dove la presenza delle fibre nei campioni sembra influire notevolmente portando i provini ad assumere un comportamento sempre meno simile a quello di un terreno sovraconsolidato, ma invece più attinente a quello di un terreno normalconsolidato.

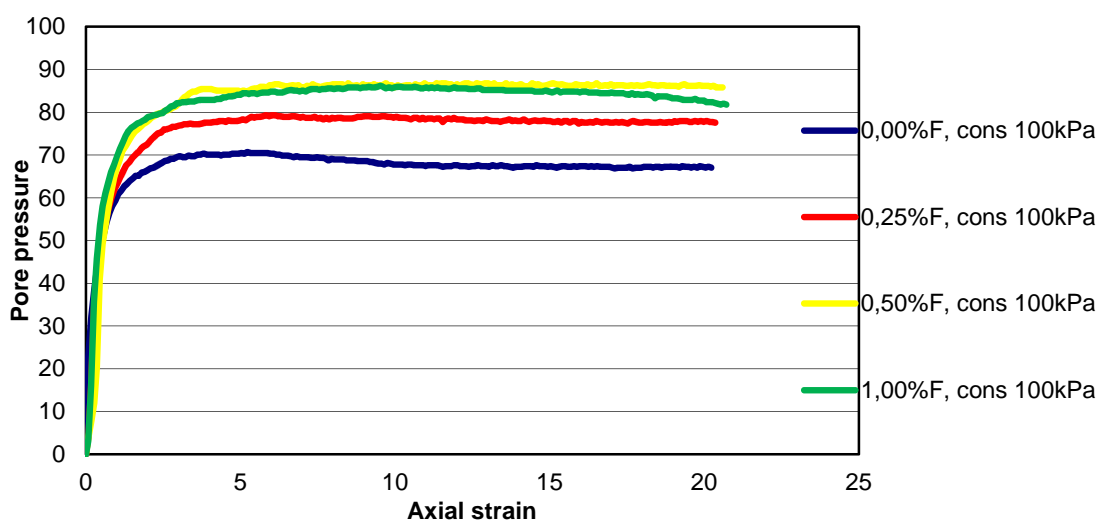


Figura 172. Confronto fra le curve della pressione interstiziale, al variare del contenuto in fibre per i campioni di limo bianco soggetti ad una pressione di consolidazione di 100kPa

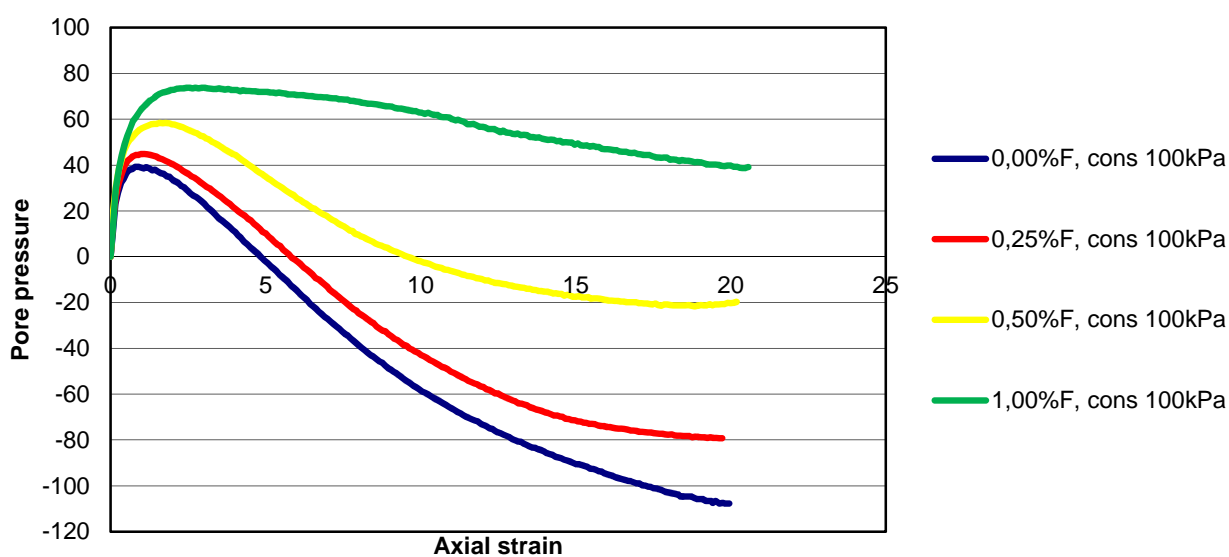


Figura 173. Confronto fra le curve della pressione interstiziale, al variare del contenuto in fibre per i campioni di limo grigio chiaro

Analizziamo ora le curve di resistenza dei campioni di limo bianco (si veda la fig. 174) e di limo grigio chiaro (si veda la fig. 175) rispetto ad un contenuto in fibre dello 0,25% e del 1,00%, al variare della pressione di consolidazione.

Il grafico del limo bianco mostra come le curve di resistenza dei provini con una percentuale di rinforzo dello 0,25%, manifestino una sovraconsolidazione e conseguentemente una resistenza di picco che si manifesta quando la deformazione assiale è pari al 2,5-4%, per poi diminuire e assestarsi in prossimità dello stato critico. Nei campioni, la cui percentuale di rinforzo è pari al 1,00%, risultando quindi meno densi, si può notare invece un notevole incremento della resistenza dovuto all'aumento della consolidazione e un successivo incrudimento nei pressi dello stato critico.

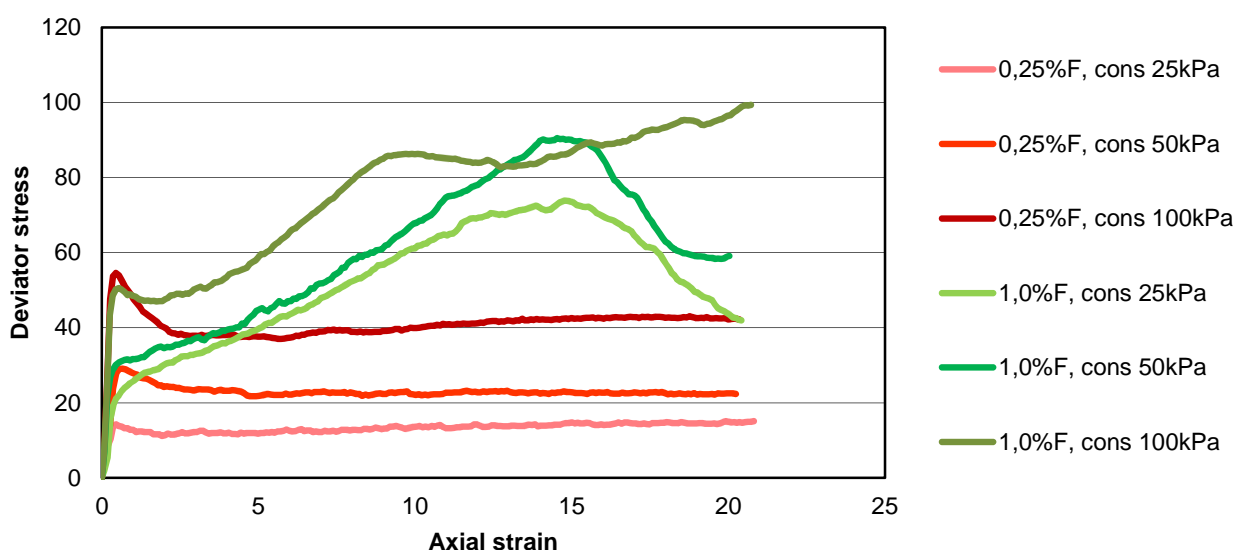


Figura 174. Grafico di confronto della resistenza dei campioni di limo bianco con lo 0,25% e l'1,0% di rinforzo. Tale incremento però è dovuto principalmente all'elevata percentuale di rinforzo, come si può osservare dai grafici di fig. 180 e 181 a fine sezione.

Per quanto riguarda invece i campioni di limo grigio chiaro, studiando il grafico di fig. 175 si nota un incremento della tensione deviatorica decisamente più accentuato nei campioni aventi un contenuto in fibre dello 0,25%, rispetto ai campioni testati con l'1,00% di rinforzo. In questo caso il comportamento è molto differente rispetto a quanto visto nei campioni di limo bianco, ma in linea con quanto desunto dai campioni di limo grigio chiaro esposti nei grafici delle figg. 168 e 170 in cui i campioni rinforzati con lo 0,25% di fibre risultano maggiormente sovraconsolidati rispetto a quelli con un rinforzo pari all'1,0%, essendo questi ultimi meno densi a causa della maggior quantità di fibre.

Riportiamo adesso i grafici della tensione efficace/totale in funzione alla tensione deviatorica.

Nel caso dei campioni di limo bianco (si veda la fig. 176) abbiamo messo a confronto i

campioni con un contenuto in fibre pari allo 0,0% e allo 0,50% rispetto al peso secco del terreno. Nell'evolversi della prova a drenaggi chiusi, in questi terreni normalconsolidati si ha una componente isotropa, che incrementa la tensione p e una deviatorica che incrementa q secondo un percorso tensionale, che in termini di tensioni totali è una retta. Durante la fase di taglio però, è presente una sovrappressione neutrale che evolve da zero fino al valore di rottura. Sottraendo istante per istante questa Δu dalla pressione totale p otteniamo la pressione efficace p' . Da ciò le osservazioni che abbiamo fatto sui grafici

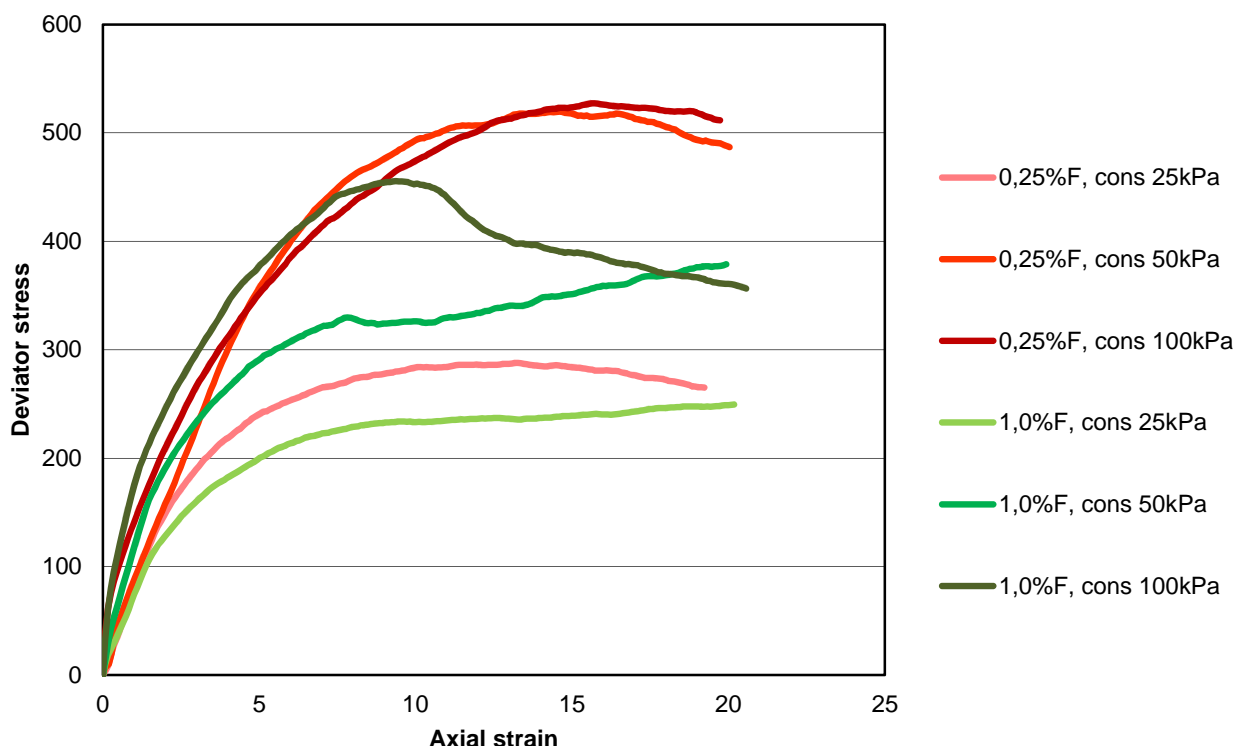


Figura 175. Grafico di confronto della resistenza dei campioni di limo grigio chiaro con lo 0,25% e l'1,00% di rinforzo

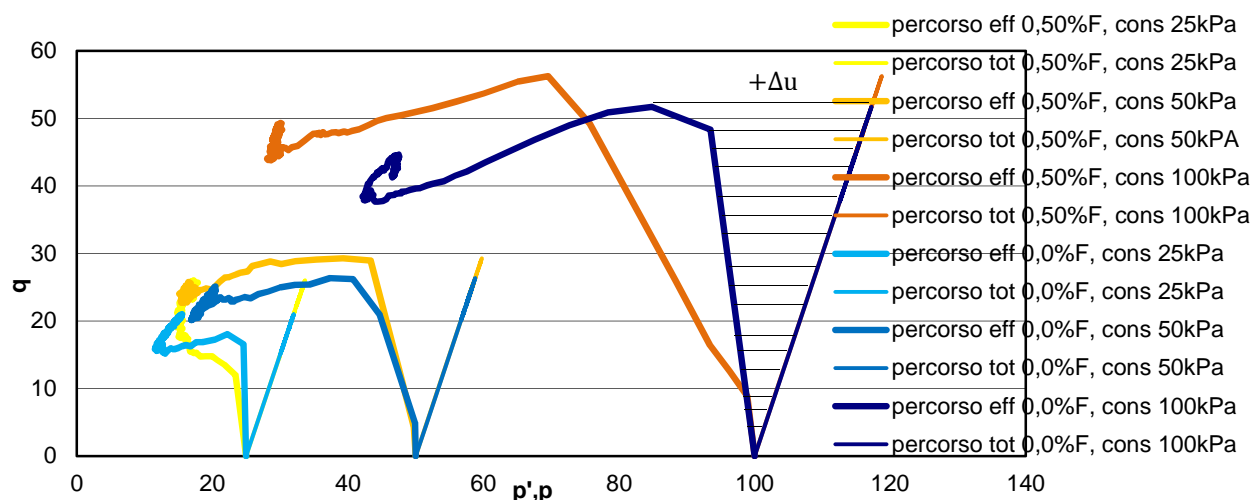


Figura 176. Grafico di confronto delle tensioni efficaci e totali nei campioni di limo bianco con lo 0,0% e lo 0,50% di rinforzo

precedenti del limo bianco, vengono convalidate dallo sviluppo analitico della tensione efficace, che porta la funzione a svilupparsi curvando a sinistra, come si può osservare dall'eq. 139 e dal grafico di fig. 176.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) = \frac{1}{3}[\sigma_1 + 2\sigma_3 - 3(+\Delta u)] = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3 - 3\Delta u) \quad (139)$$

Per quanto riguarda i campioni di limo grigio chiaro, abbiamo messo a confronto provini con un contenuto in fibre pari allo 0,25% e all'1,0% rispetto al peso secco del terreno (si veda la fig. 177). Dopo la consueta fase di consolidazione, i grafici vengono caratterizzati da una seconda fase in cui la pressione neutrale nei pori è positiva. Segue a questa una terza fase, da quando il percorso efficace interseca quello totale, in cui la pressione interstiziale

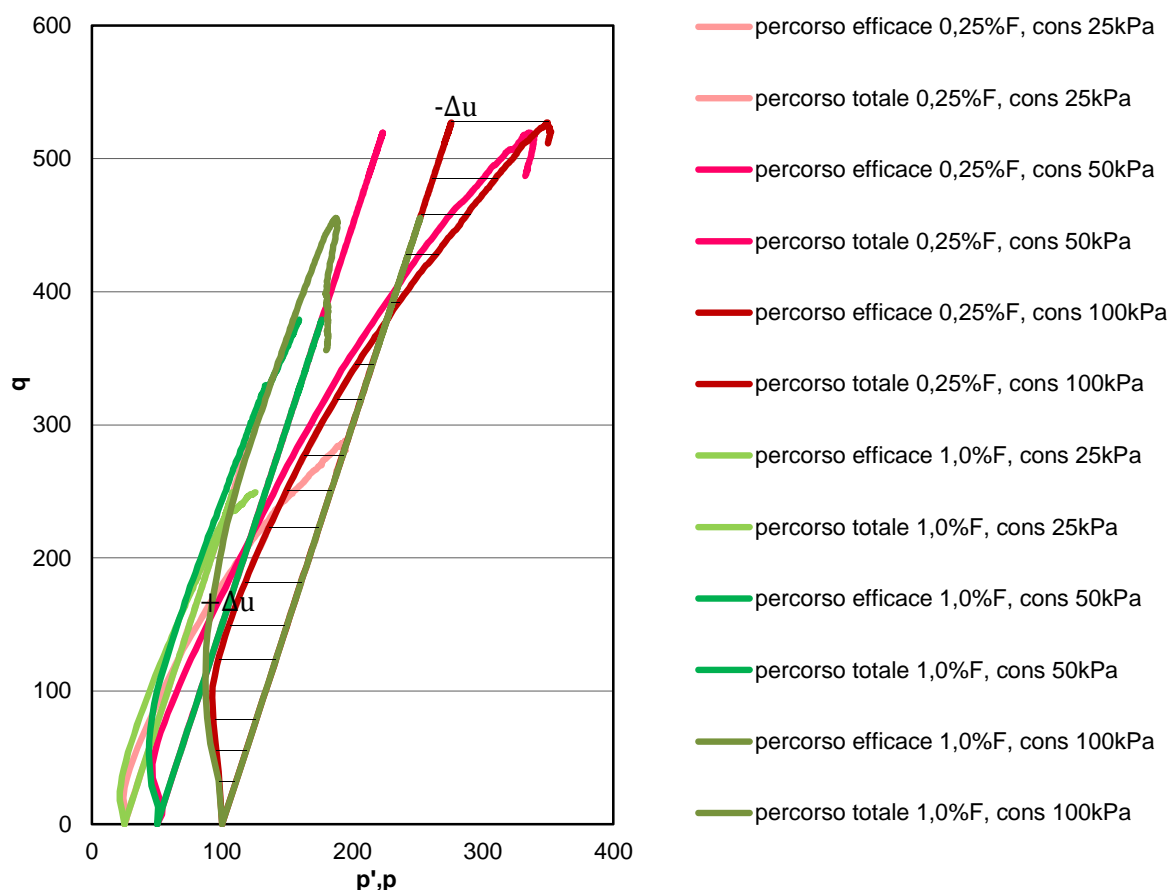


Figura 177. Grafico di confronto delle tensioni efficaci e totali nei campioni di limo grigio chiaro con lo 0,25% e l'1,0% di rinforzo

diviene negativa. Questa manifestazione è la tendenza che il terreno OC ha di dilatare. Ciò conferma le considerazioni che abbiamo fatto sui grafici precedenti del limo grigio chiaro, avvalorate ulteriormente dall'espressione analitica della pressione efficace, che porta la

funzione a svilupparsi curvando a destra e incrociando la retta delle tensioni totali, come si può osservare dall'eq. 140 e dal grafico di fig. 177:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) = \frac{1}{3}[\sigma_1 + 2\sigma_3 - 3(-\Delta u)] = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3 + 3\Delta u) \quad (140)$$

La teoria ci conferma che la resistenza è maggiore nei terreni sovraconsolidati in quanto il contributo della sovraconsolidazione alla resistenza è, in termini di pressioni neutrali, una sovrappressione negativa che si traduce in un aumento di tensione efficace, visto che σ_{tot} deve rimanere costante in quanto è imposta dall'esterno.

Riportiamo ora i grafici degli involucri a rottura dei campioni finora analizzati sul piano di Mohr e per agevolare la loro comprensione si riportano in tabella N i rispettivi valori. Negli involucri rappresentati nel piano di Mohr si sono differenziati i cerchi in base alla pressione di consolidazione (rosso 25kPa, verde 50kPa e blu 100kPa) per rendere più chiara la loro interpretazione.

Studiando i cerchi non possiamo non notare l'influenza che le fibre hanno avuto sull'angolo di taglio, indipendente dal tipo di terreno. Possiamo notare che con una percentuale pari all'1,0%, in entrambi i campioni di terreno, φ' è pressoché raddoppiato, rispetto ai provini esenti da fibre.

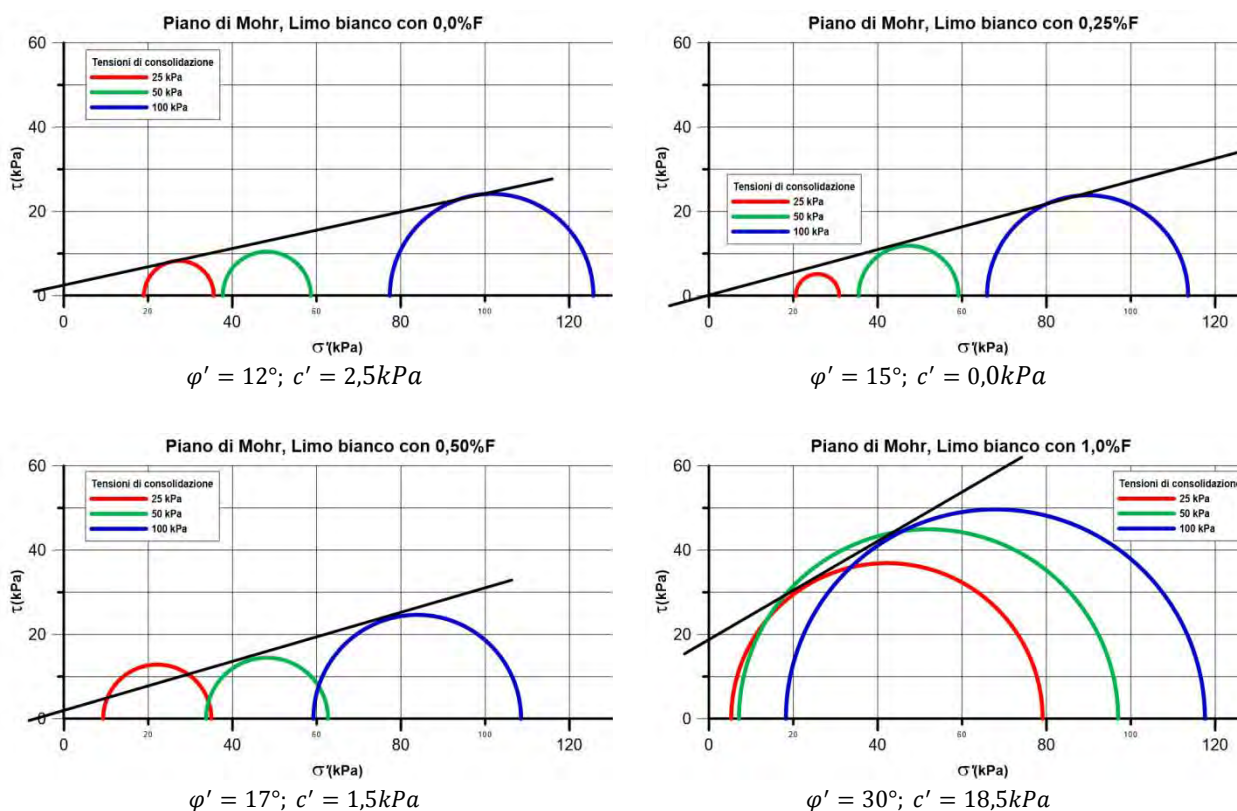


Figura 178. Sviluppo dei cerchi sul piano di Mohr per i campioni di limo bianco

Per quanto riguarda la coesione, essa viene influenzata solo nel caso del limo bianco con una percentuale di fibre elevata, mentre nel limo grigio chiaro la coesione rimane sempre uguale a zero. Questo fa supporre che questo tipo di fibre influenzino la coesione proporzionalmente al grado di plasticità di un terreno.

In tabella 53 abbiamo riportato le caratteristiche fisiche e geometriche dei campioni, la γ_u derivante dalla pesatura dei campioni prima della prova, i valori dei diversi parametri riferiti alla rottura del campione, i ϕ' e c' degli involucri a rottura e la w determinata nei campioni recuperati dopo la prova per verificare a quanto corrispondeva la w dei provini in condizioni sature.

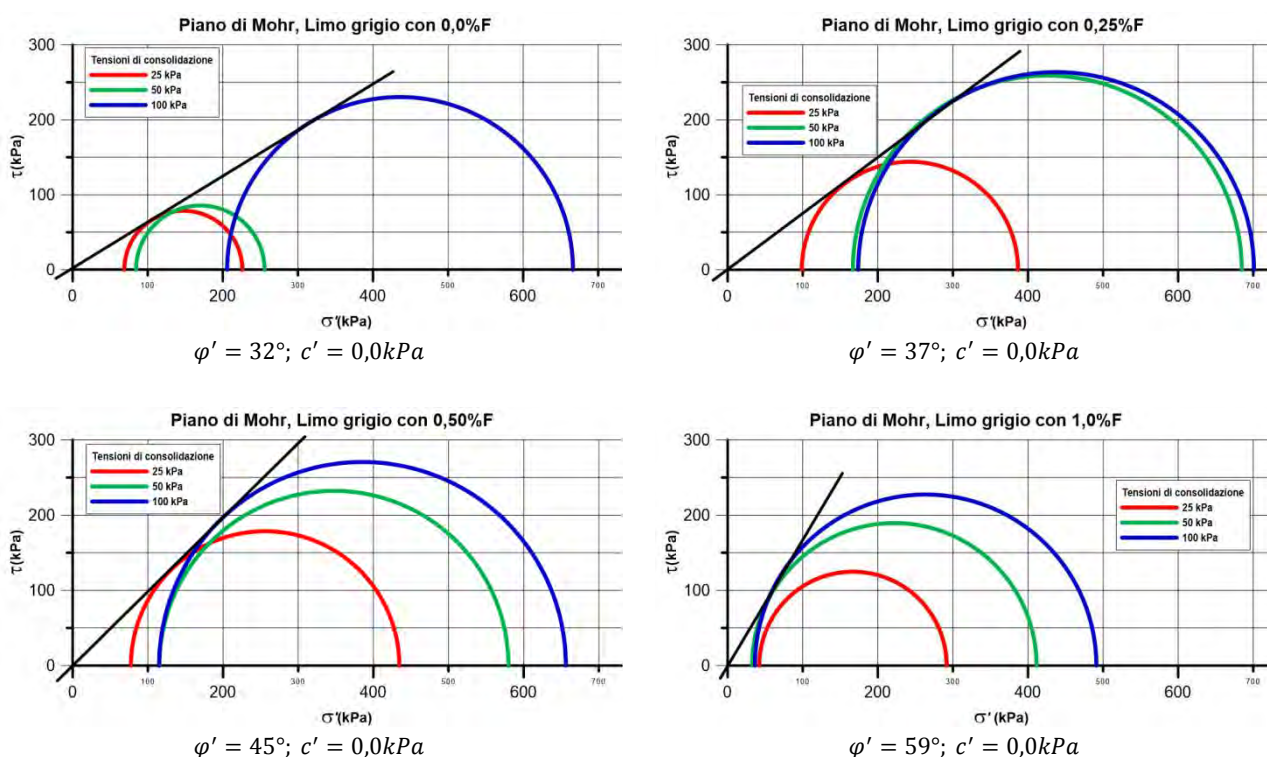


Figura 179. Sviluppo dei cerchi sul piano di Mohr per i campioni di limo grigio chiaro

Tabella 53. Sintesi degli involucri a rottura dei vari campioni e valutazione dei relativi parametri. Nei parametri a rottura il colore serve a fornire un confronto più agevole con gli involucri

Tipo di terreno	% in fibre	N°	Peso campione umido [g]	d [mm]	h [mm]	V [mm³]	γ_u [kN/m³]	σ_r [kPa]	Δu [kPa]	ε_a [%]	σ'_1 [kPa]	σ'_2 [kPa]	q [kPa]	p [kPa]	p' [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	w dopo la prova (saturo) [g]
Limo bianco	0,00	1	962,5	7,25	14,2	586,21	18,15	25	5,936	0,081	35,615	19,064	16,551	430,517	24,581			234,2
		2	1031,6	7,23	15,3	628,14	18,15	50	12,254	0,178	58,652	37,746	20,906	456,969	44,715	2,5	12	251,5
		3	1034,3	7,23	15,3	628,14	17,95	100	22,595	0,074	125,729	77,405	48,324	516,108	93,513			239,9
		4	1048,7	7,23	15,7	644,56	17,85	25	4,404	0,270	30,861	20,596	10,625	428,422	24,018			258,7
	0,25	5	1025,7	7,23	15,3	628,14	18,15	50	14,552	0,359	59,162	35,448	23,714	457,905	43,353	0,0	15	252,7
		6	1029,4	7,23	15,4	632,25	17,95	100	34,084	0,257	113,580	65,916	47,664	515,888	81,804			245,0
		7	1038,6	7,23	15,5	636,35	18,05	25	15,701	14,661	34,970	9,299	25,671	533,557	17,856			259,1
		8	1049,6	7,10	15,85	627,53	18,34	50	16,276	0,263	62,669	33,724	28,945	459,648	43,372	1,5	17	258,2
	0,50	9	1034,1	7,23	15,3	628,25	18,25	100	40,785	0,446	108,496	59,215	49,281	516,427	75,642			248,9
		10	1046,5	7,23	15,7	644,56	17,76	25	19,722	14,793	79,091	5,278	73,813	449,604	29,882			258,7
		11	1046,6	7,23	15,8	648,67	17,66	50	42,892	14,167	96,988	7,108	89,880	479,960	37,068	18,5	30	255,6
		12	1041,7	7,23	15,6	640,46	17,66	100	81,763	20,721	117,557	18,237	99,320	533,107	51,334			242,8
Limo grigio chiaro	0,00	14	1279,1	7,23	14,9	611,72	21,39	25	-43,84	19,292	226,037	68,840	157,159	121,239	78,599			209,9
		15	1310,8	7,23	15,3	628,14	21,19	50	-34,46	15,973	255,641	84,460	171,181	507,060	85,590	0,0	32	202,6
		16	1285,9	7,1	15,5	613,67	20,80	100	-105,80	18,906	666,390	205,800	460,590	753,530	359,330			192,2
		17	1269,9	7,1	15,3	605,76	21,39	25	-73,72	13,267	386,727	98,720	288,007	521,002	194,722			198,4
	0,25	18	1272,0	7,1	14,9	589,92	21,48	50	-116,80	16,422	684,751	166,800	517,951	622,650	339,450	0,0	37	182,0
		19	1275,9	7,1	15,15	599,82	21,29	100	-73,91	15,816	700,934	173,910	527,024	675,675	349,585			183,6
		20	1274,6	7,1	15,5	613,67	21,09	25	-52,46	17,820	434,559	77,460	357,099	544,033	196,493			199,5
		21	1278,9	7,1	15,5	613,67	20,90	50	-65,29	14,451	579,747	115,290	464,457	604,819	270,109	0,0	45	190,9
	0,50	22	1281,3	7,1	15,2	601,80	21,19	100	-14,93	13,793	656,161	114,930	541,231	680,410	295,340			187,4
		23	1253,8	7,1	15,85	627,53	20,70	25	-17,23	20,182	291,671	42,230	249,441	508,147	125,377			218,2
		24	1267,6	7,1	15,8	625,55	20,70	50	17,425	19,935	411,466	32,575	378,891	576,297	158,872	0,0	59	206,3
		25	1264,1	7,1	15,4	609,72	20,99	100	63,763	9,653	491,075	36,237	454,838	651,613	187,850			192,6

Esponiamo ora ulteriori grafici derivanti dalle prove Tx-CIU sui provini di limo bianco e limo grigio chiaro (campioni dal n°1 al n°25) che posso chiarire le osservazioni fatte in precedenza.

Grafici dei provini di Limo Bianco

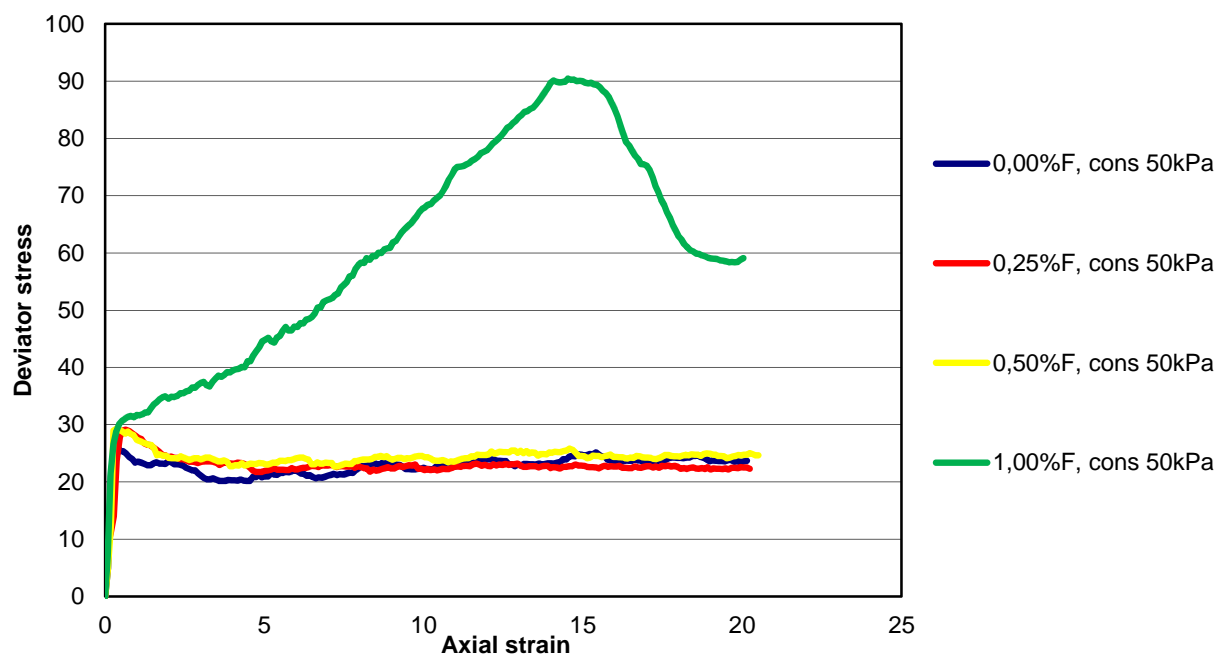


Figura 180. Prove sui campioni di limo bianco con diversi contenuti di fibre e con una pressione di consolidazione pari a 50kPa

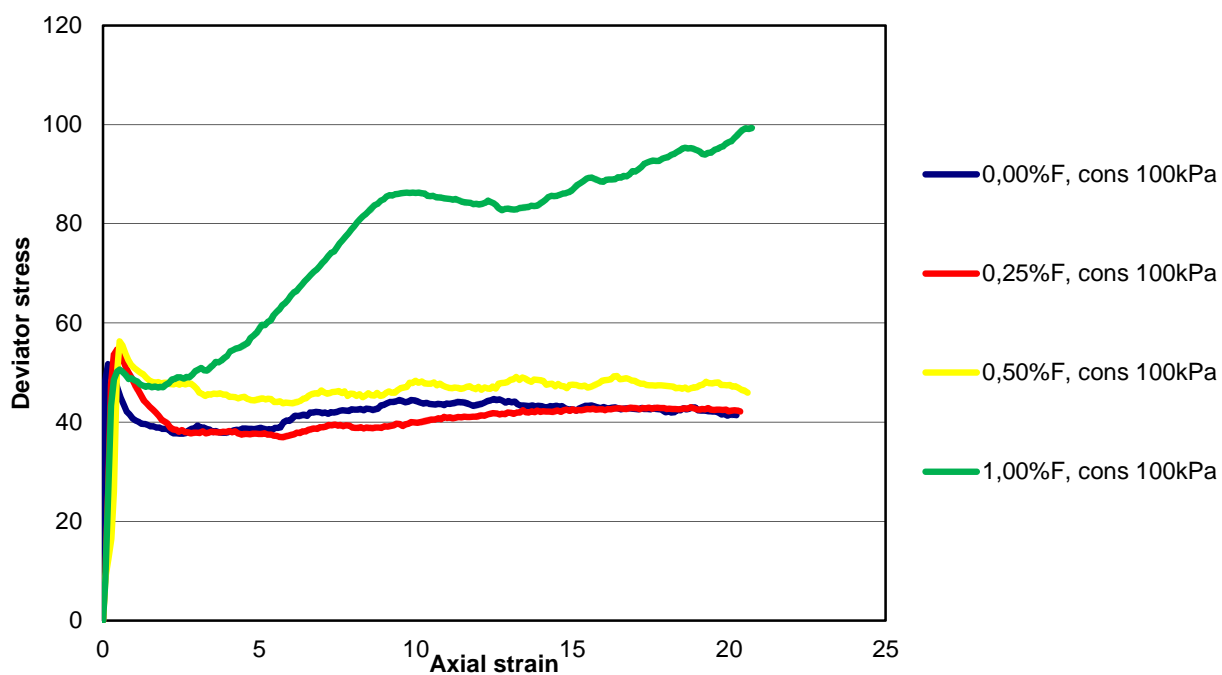


Figura 181. Prove sui campioni di limo bianco con diversi contenuti di fibre e con una pressione di consolidazione pari a 100kPa

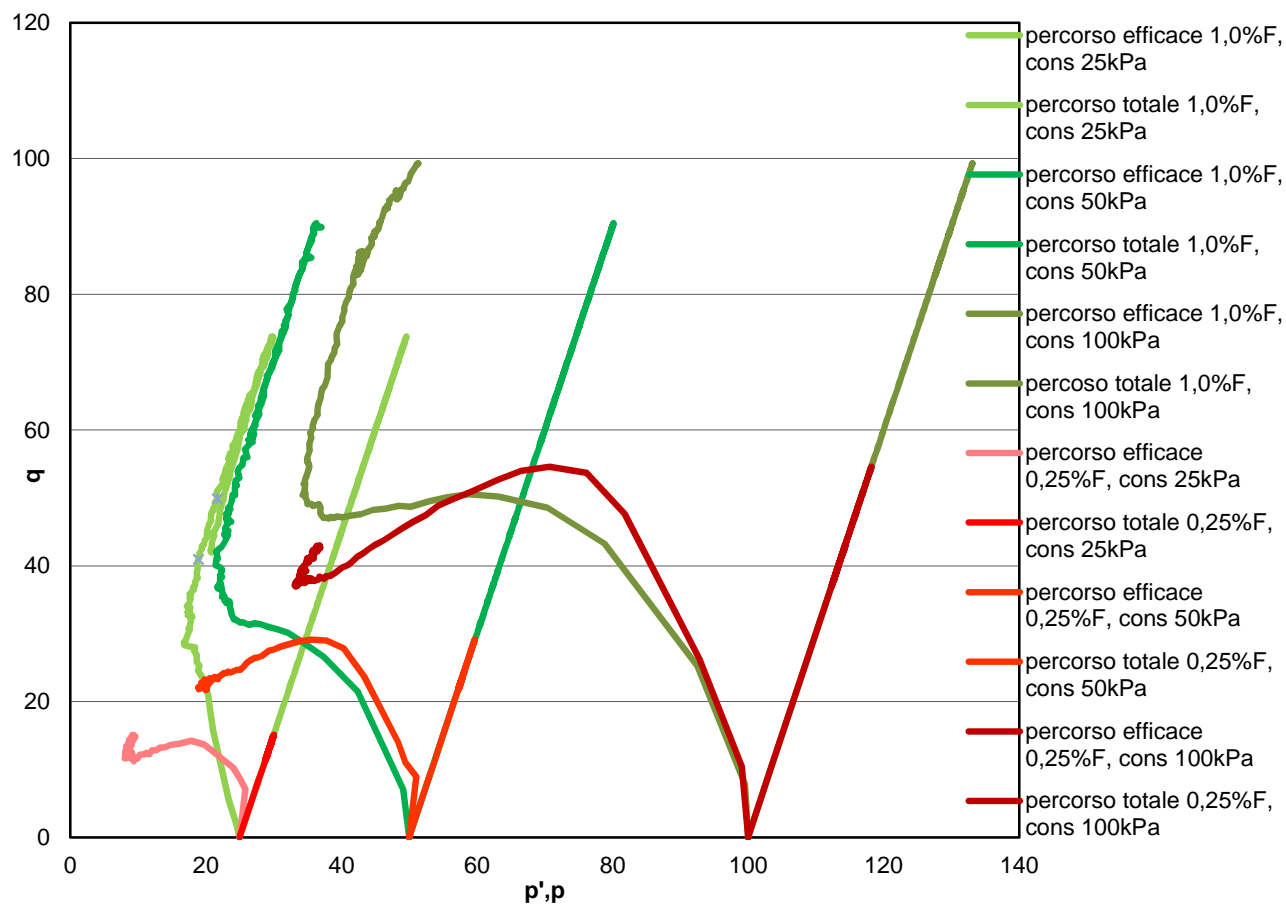


Figura 182. Grafico di confronto delle tensioni efficaci e totali nei campioni di limo bianco con lo 0,25% e lo 1,00% di rinforzo

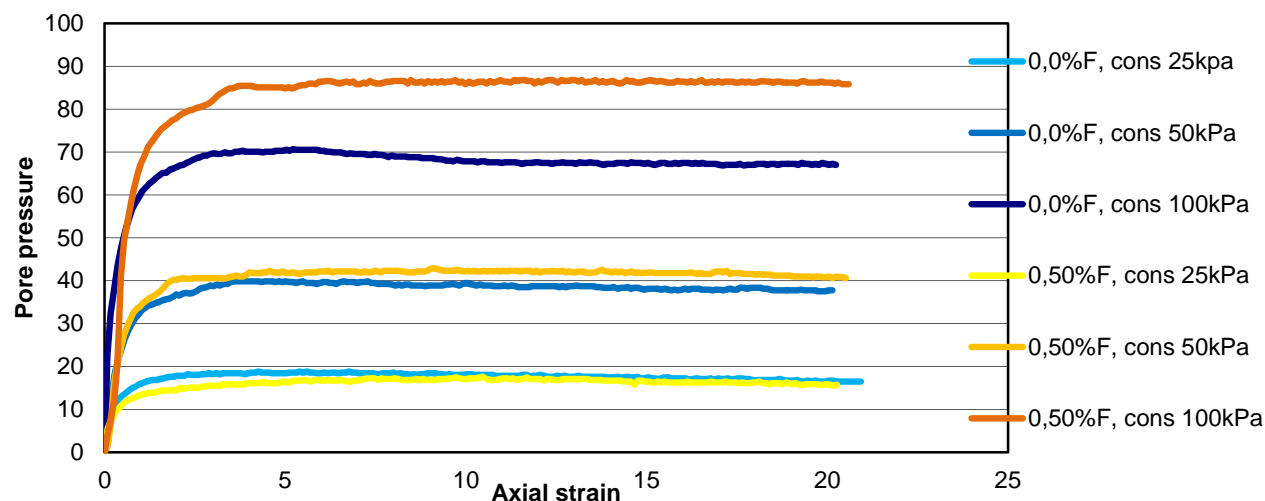


Figura 183. Confronto tra le curve della pressione interstiziale, con un contenuto in fibre pari allo 0,0% e 0,50% e al variare della pressione di consolidazione, per i campioni di limo bianco

Grafici dei provini di Limo Grigio Chiaro

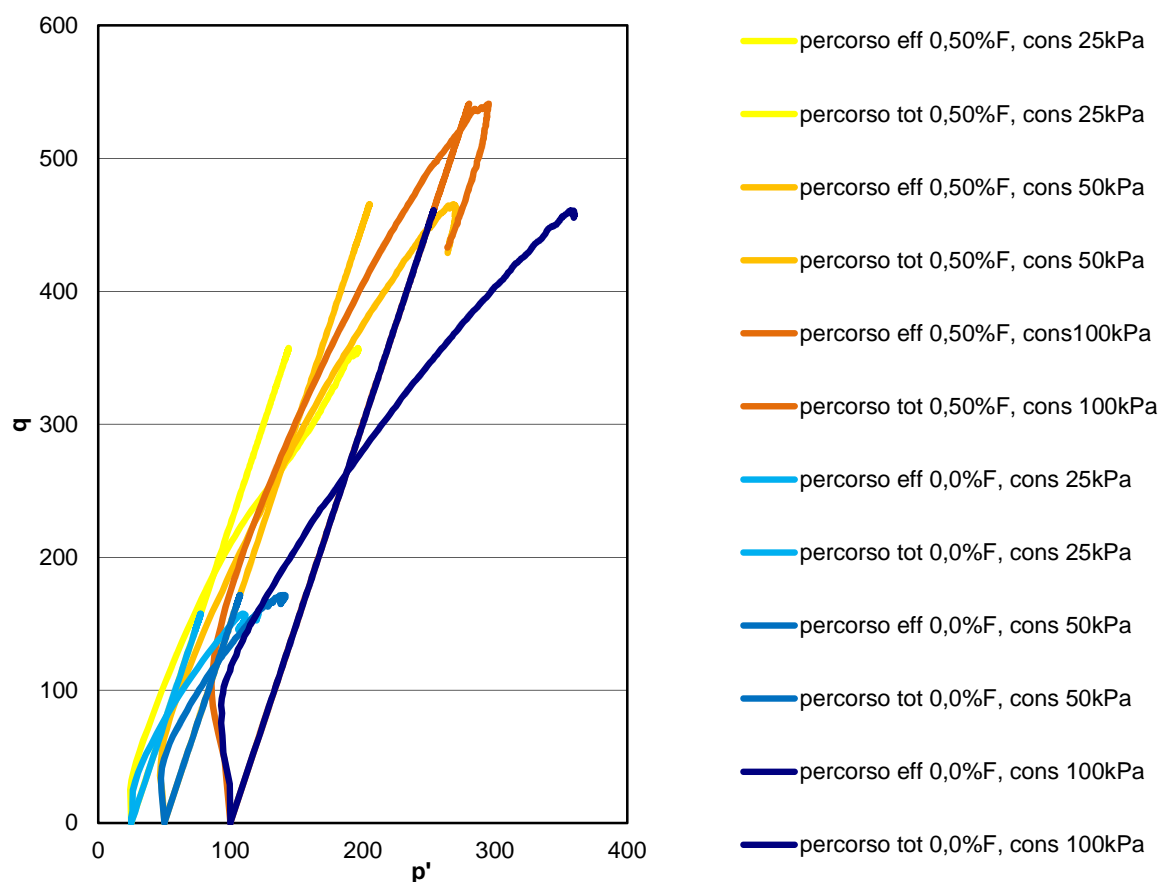


Figura 184. Grafico di confronto delle tensioni efficaci e totali nei campioni di limo grigio chiaro con lo 0,0 e l'0,50% di rinforzo

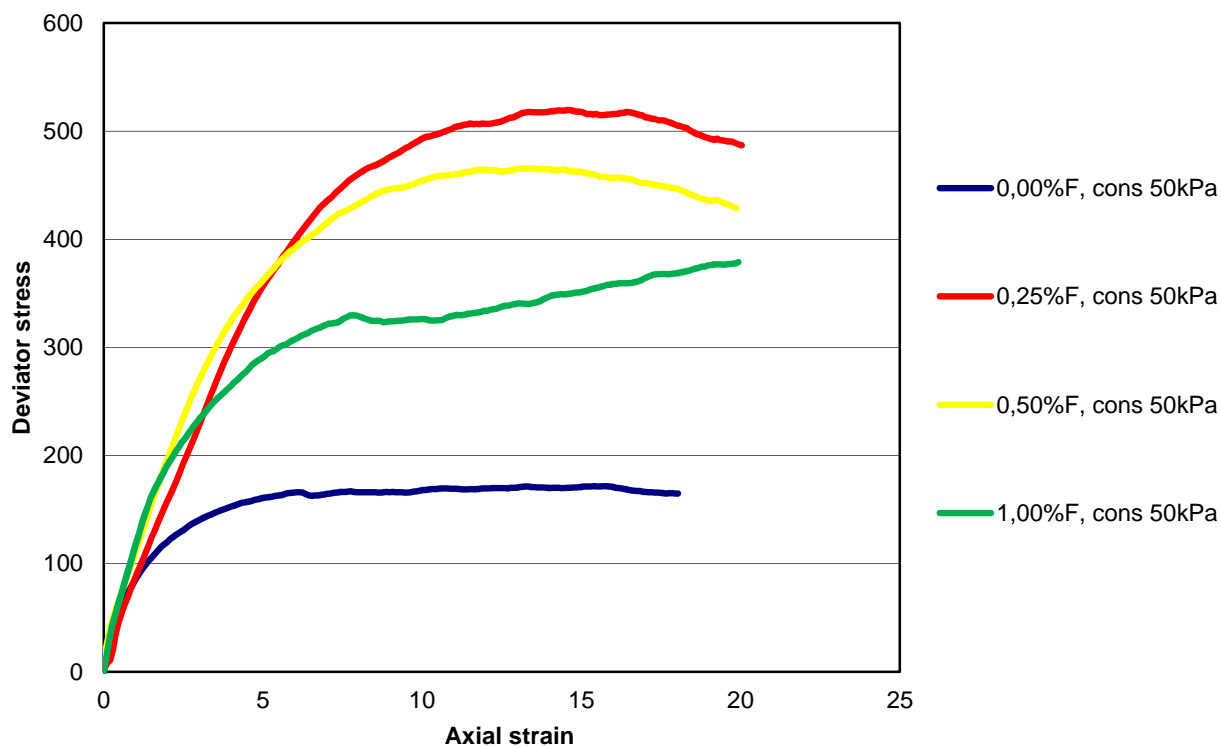


Figura 185. Prove sui campioni di limo grigio chiaro con diversi contenuti di fibre e con una pressione di consolidazione di 50kPa

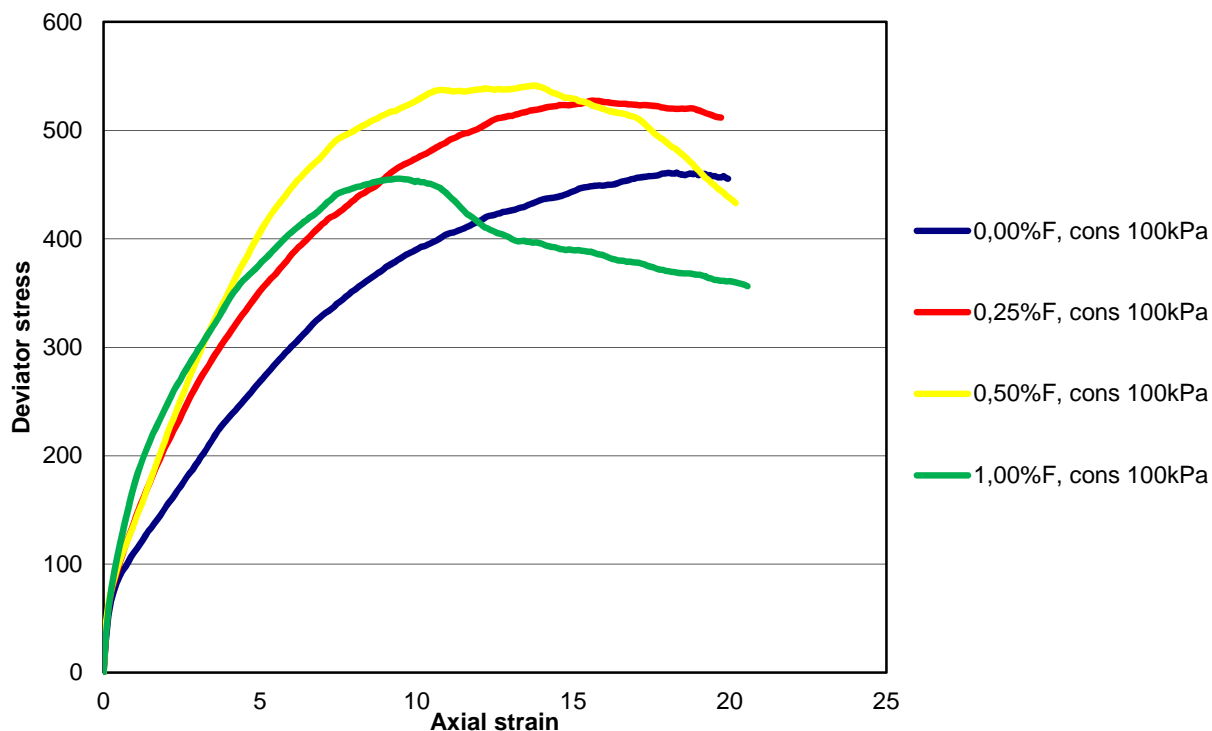


Figura 186. Prove sui campioni di limo grigio chiaro con diversi contenuti di fibre e con una pressione di consolidazione di 100kPa

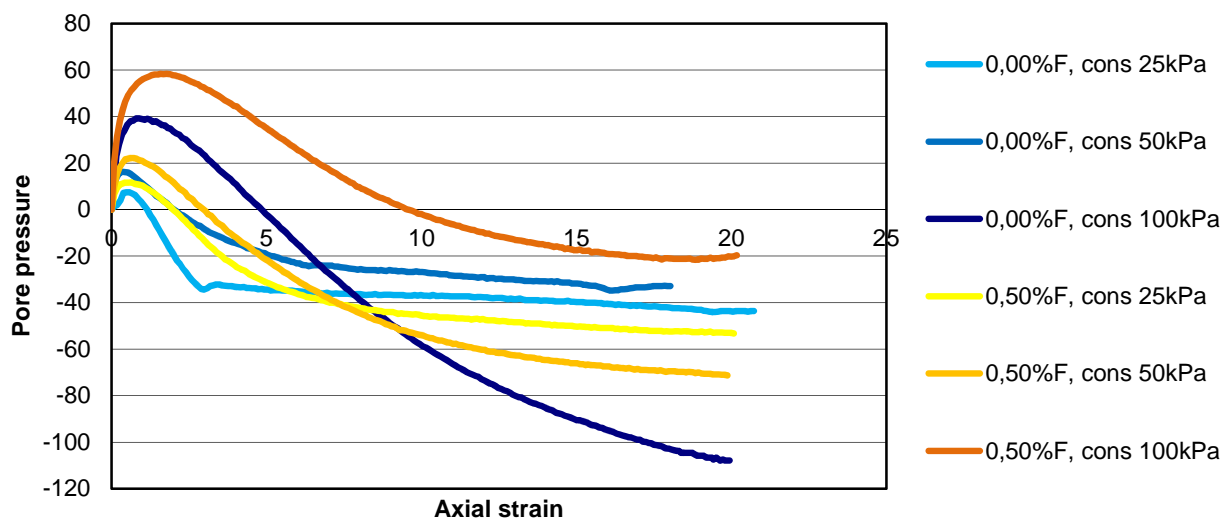


Figura 187. Confronto tra le curve della pressione interstiziale, con un contenuto in fibre pari allo 0,0% e 0,50% e al variare della pressione di consolidazione, per i campioni di limo grigio chiaro

Per esprimere i risultati ottenuti, in termini adimensionali, consideriamo ora il parametro “Rapporto di Resistenza R_f ”, definito nell' eq. 141 come il rapporto tra la resistenza a taglio del suolo fibrorinforzato e la resistenza a taglio del suolo non rinforzato, ossia:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rf}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \left[\frac{\text{Suolo rinforzato}}{\text{Suolo non rinforzato}} \right] \quad (141)$$

Questo rapporto permette di valutare gli effetti che le fibre hanno sulla resistenza del terreno durante il taglio. Usando questa definizione, sono stati calcolati i rapporti di resistenza alle

diverse pressioni di confinamento efficaci e al variare della quantità di fibre, riportandoli in tabella 54 e nelle figg. 185 e 186.

Tabella 54. Rapporto di Resistenza R_f dei vari campioni di limo bianco e limo grigio chiaro

Quantità fibrosa presente nei campioni	Limo bianco			Limo grigio chiaro		
	Pressione di consolidazione efficace σ'_3			Pressione di consolidazione efficace σ'_3		
	25 kPa	50 kPa	100 kPa	25 kPa	50 kPa	100 kPa
0,25%	0,7196	1,1048	1,0559	1,8289	3,0273	1,1441
0,50%	1,2414	1,1117	1,0879	2,2694	2,7162	1,1744
1,00%	2,7360	3,4316	1,921	1,5840	2,2080	0,9882

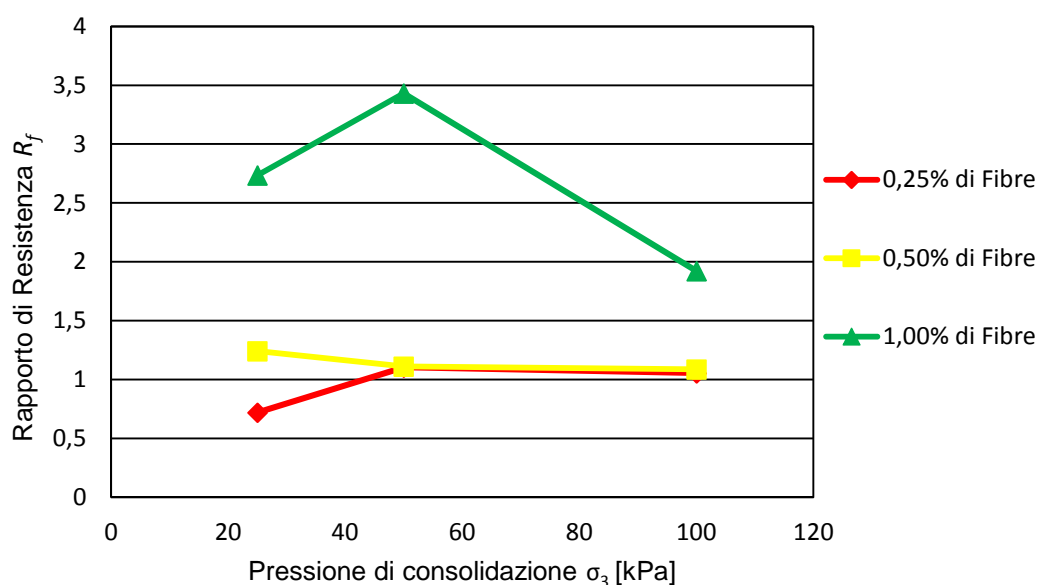


Figura 188. Confronto tra le curve del "rapporto di resistenza R_f ", al variare della pressione di consolidazione e della percentuale di fibre, per i campioni di limo bianco

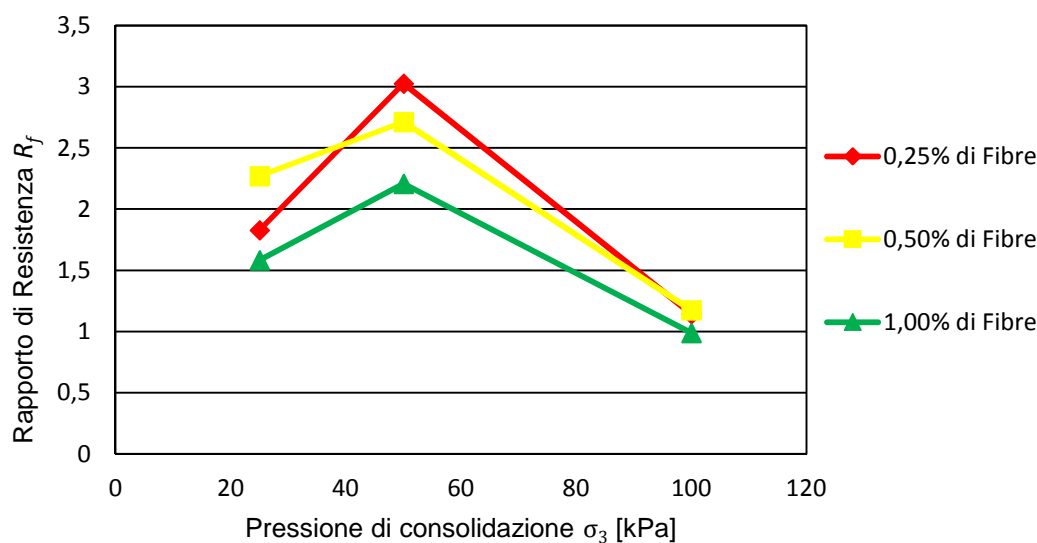


Figura 189. Confronto tra le curve del "rapporto di resistenza R_f ", al variare della pressione di consolidazione e della percentuale di fibre, per i campioni di limo grigio chiaro

I risultati indicano che, in generale, il rapporto di resistenza cresce fino ad una pressione di consolidazione efficace σ_3 di 50kPa per poi diminuire con l'aumento della pressione. Inoltre, mentre i campioni di limo bianco hanno un incremento del rapporto di resistenza R_f che migliora al crescere della percentuale di rinforzo, nei provini di limo grigio chiaro accade esattamente il contrario, ossia l'aumento di rinforzo fa diminuire il rapporto di resistenza. Questo rapporto fa capire quanto sia importante stabilire mediante prove di laboratorio, la percentuale di fibre che un terreno è in grado di assorbire senza che questo rinforzo faccia diminuire la capacità portante del terreno stesso.

Per finire abbiamo rapportato i nostri risultati con quelli dei provini preparati con la Proctor nella tesi di confronto, notando che la coesione è maggiore in quei provini con percentuale crescente di fibre e che essa viene influenzata più facilmente al diminuire della grana dei terreni. Questo fa supporre che le fibre, oggetto del nostro studio, influiscano sistematicamente sulla consolidazione dei terreni, spingendoli verso un comportamento di tipo sovraconsolidato.

Argomenti che necessitano di alcune osservazioni

- 1) In questo paragrafo confrontiamo i risultati sui campioni compattati manualmente, presenti nella tesi di supporto, con i risultati ottenuti con il medesimo terreno su provini preparati secondo la compattazione standard Proctor.

In particolare il confronto è avvenuto con il provino avente lo 0,50% di fibre ed una consolidazione di 100kPa.

Riepiloghiamo brevemente le caratteristiche del terreno 4 (terreno della tesi di confronto): limo non plastico con sabbia fine e presenza di sabbia media, classificato CL secondo l'USCS e A-4 secondo l'AASHTO, avente $w_L = 24\%$, $w_P = 21\%$, $I_P = 3\%$, $\gamma_{d,max} = 17,75 \text{ kN/m}^3$, $w_{opt} = 15,3\%$, $G_S = 2,748 \text{ g/cm}^3$, $d_{10} = 0,0026 \text{ mm}$, $d_{30} = 0,0236 \text{ mm}$, $d_{50} = 0,0355 \text{ mm}$, $d_{60} = 0,0451 \text{ mm}$, $d_{85} = 0,173 \text{ mm}$, $C_U = 17,02$ e $C_C = 4,64$.

La compattazione manuale dei campioni non prevedeva l'applicazione di un quantitativo standard di energia, ma solo l'obiettivo di rispettare i pesi e le altezze dei campioni. Nel caso in questione il provino (che da ora in poi chiameremo provino A) avrebbe dovuto pesare circa 188,6g ed essere alto tra i 79 e gli 81mm, obiettivo raggiunto in quanto il campione pesava 187,3g ed era alto 80,1mm. Dai dati fornitici dalla tesi si ha $\gamma_u = 20,14 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 17,54 \text{ kN/m}^3$.

Il campione da noi preparato (che da ora in poi chiameremo provino 13) seguendo la medesima procedura seguita per la preparazione degli altri 25 provini (compattati su 4 stati, con 12 colpi, con un pestello del peso di 2,5kg, la cui altezza di caduta è 30,5cm per un'energia complessiva di 6,05kgcm/cm³), ossia secondo la procedura standard AASHTO, ha le seguenti caratteristiche fisiche e geometriche: diametro 7,1cm, altezza 16,1cm, volume 637,43cm³, peso 1257,3g. Tutto ciò implica un $\gamma_u = 20,6 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 16,97 \text{ kN/m}^3$.

Già si può osservare che mentre il provino A ha un γ_d molto prossimo a quello determinato mediante le relative prove Proctor, nel provino 13 si ha un γ_d di circa mezzo punto al di sotto di quello stimato con la prova Proctor. Questo stato però rispecchia maggiormente la situazione che abbiamo riscontrato in tutti i provini preparati in questo elaborato, ossia man mano che la percentuale delle fibre aumenta il γ_d diminuisce, anche fino a mezzo punto. Analizziamo ora i valori ottenuti dai due campioni:

- Campione A: $\Delta u = 32,98 \text{ kPa}$, $\varepsilon_a = 18,16$, $\sigma'_1 = 565,67 \text{ kPa}$, $\sigma'_3 = 67,02 \text{ kPa}$, $q = 498,65 \text{ kPa}$;
- Campione 13: $\Delta u = 25,658 \text{ kPa}$, $\varepsilon_a = 13,528$, $\sigma'_1 = 325,817 \text{ kPa}$, $\sigma'_3 = 74,342 \text{ kPa}$, $q = 251,475 \text{ kPa}$.

Questi risultati indicano che nonostante i pesi ed i volumi siano comparabili fra i campioni, ciò non è sufficiente per garantire la giusta compattazione. Aver adottato una tecnica non standard ha portato ad una variazione di compattazione che, su un volume di 90cm³, è risultata essere importante, andando a sovrastimare la resistenza del campione. Per evidenziare la disparità tra le due compattazioni riportiamo gli involuppi a rottura dei campioni sul piano di Mohr (si veda la fig. 190).

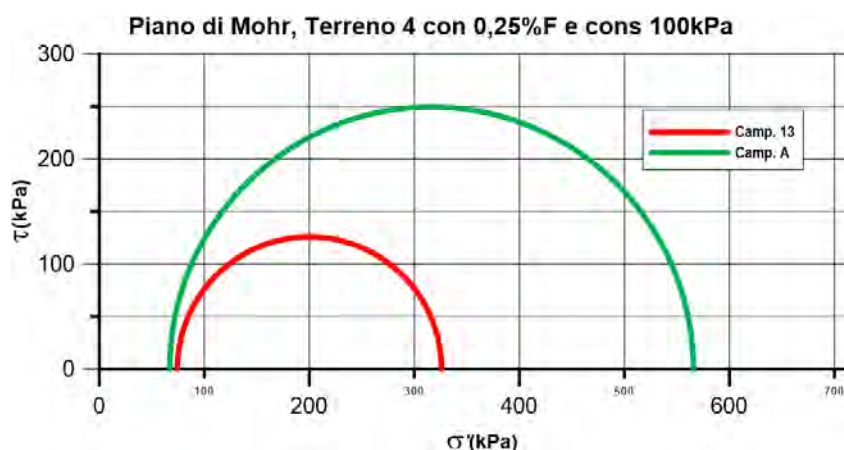


Figura 190. Involuppi a rottura dei campioni A e 13 sul piano di Mohr

Le fotografie che seguono appartengono rispettivamente al campione A e al campione 13, mettendo in evidenza inoltre il diverso modulo di rottura. Mentre il campione A ha

una serie di piccole rotture distribuite sui diversi piani di costipamento, nel provino 13 è evidente il piano di taglio.



Campione A: terreno 4 costipato manualmente, con 0,50% di fibre e consolidato a 100kPa



Campione 13: terreno 4 costipato con il pestello da 2,50kg, con 0,50% di fibre e consolidato a 100kPa

- 2) In questo secondo punto ci vogliamo soffermare sulla diversa resistenza che le fibre offrono a seconda della loro orientazione. Fino ad ora infatti abbiamo trattato campioni il cui rinforzo aveva un'orientazione casuale perché meglio rappresentava la distribuzione nell'orientamento delle fibre nelle applicazioni pratiche, ossia nei terreni rinforzati, in quanto essa è anisotropa a causa delle tecniche di posizionamento e di compattazione del suolo (per laminazione). Nelle tipiche condizioni durante una costruzione di un edificio, il piano orizzontale è il piano di posa, mentre il range dell'orientamento delle fibre può essere descritta come funzione dell'inclinazione dell'angolo θ ($-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$) che le fibre formano rispetto al piano orizzontale.

Dallo studio condotto da Michalowski & Čermák nel 2001, dal titolo "Strength anisotropy of fiber-reinforced sand", il gruppo di ricercatori afferma che le fibre, indipendentemente dal tipo o dalle dimensioni, che contribuiscono maggiormente alla resistenza sono quelle con un orientamento nella direzione di estensione massima del campione. In compressione assialsimmetrica l'estensione massima si verifica sul piano orizzontale, pertanto, il contributo delle fibre orizzontali è più grande. Invece in un campione con fibre distribuite casualmente, una parte delle fibre viene compressa e una parte viene sottoposta ad estensione (a diversa intensità) e di conseguenza il contributo complessivo di tali fibre, alla resistenza, è inferiore rispetto a quello delle fibre orizzontali con la stessa concentrazione.

Abbiamo testato due campioni con la medesima concentrazione di fibre, 1,00%, e la stessa pressione di consolidazione, 25kPa, in cui il campione 23 ha una distribuzione

random delle fibre, mentre nel campione 26 abbiamo cercato di avere un'orientazione orizzontale del rinforzo. Analizziamo ora i valori ottenuti dai due campioni:

- Campione 23: $\Delta u = -17,23 \text{ kPa}$, $\varepsilon_a = 20,182\%$, $\sigma'_1 = 291,671 \text{ kPa}$, $\sigma'_3 = 42,230 \text{ kPa}$
 $q = 249,441 \text{ kPa}$, $p = 508,147 \text{ kPa}$, $p' = 125,377 \text{ kPa}$ e $R_f = 1,5840 \text{ kPa}$;
- Campione 26: $\Delta u = 5,362 \text{ kPa}$, $\varepsilon_a = 14,289\%$, $\sigma'_1 = 532,887 \text{ kPa}$, $\sigma'_3 = 19,369 \text{ kPa}$,
 $q = 513,248 \text{ kPa}$, $p = 596,083 \text{ kPa}$, $p' = 190,721 \text{ kPa}$ e $R_f = 3,2595 \text{ kPa}$.

Come si può osservare dalla fig. 191, in cui abbiamo riportato gli involuipi a rottura dei campioni sul piano di Mohr, il provino 23 ha un involucro e un rapporto di resistenza decisamente inferiore rispetto a quello del campione 26.

Questo test vuole evidenziare la tendenza qualitativa dell'effetto del rinforzo in funzione all'orientamento delle fibre, infatti le fibre orizzontali forniscono un maggior vantaggio alla resistenza del composito.

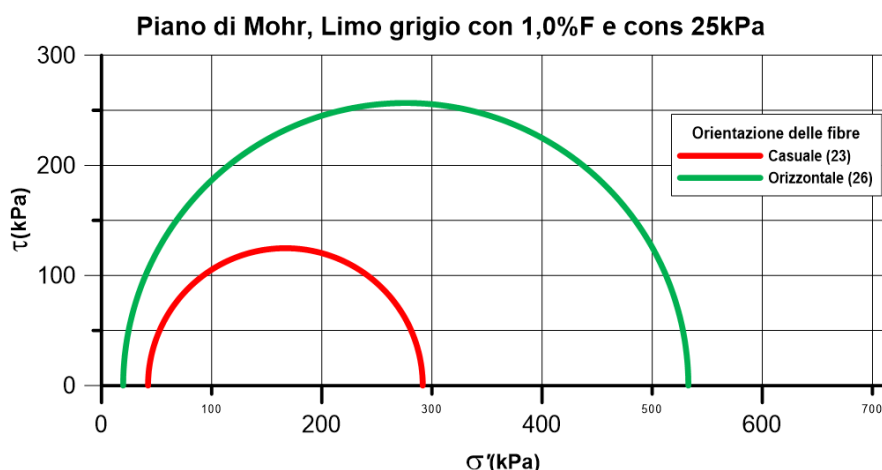


Figura 191. Involuppi a rottura dei campioni 23 e 26 sul piano di Mohr

Riportiamo per confronto anche i diagrammi della resistenza deviatorica, del percorso efficace e della pressione interstiziale dei campioni 23 e 26.

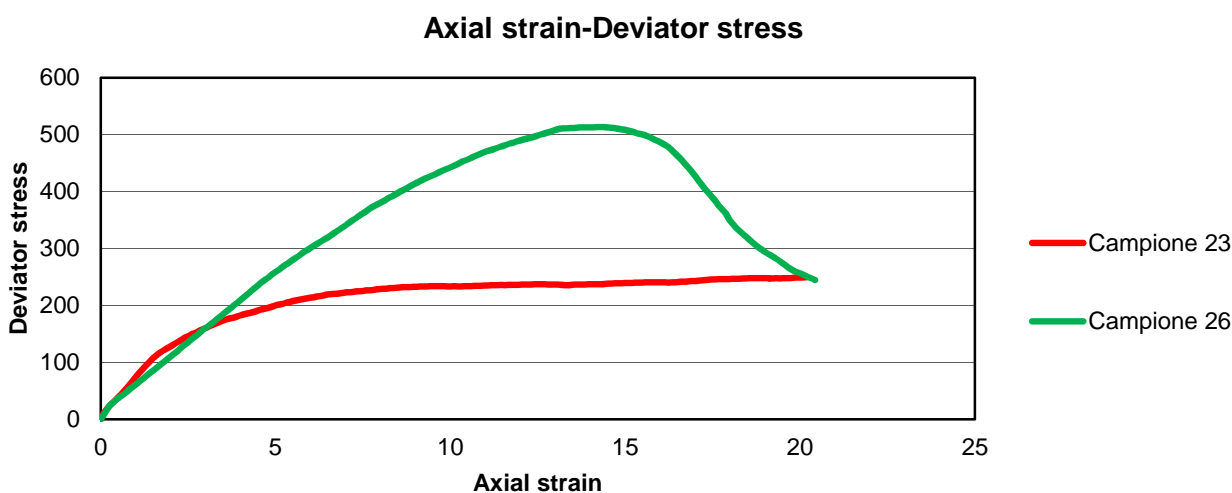


Figura 192. Confronto tra le resistenze deviatoriche dei campioni 23 e 26

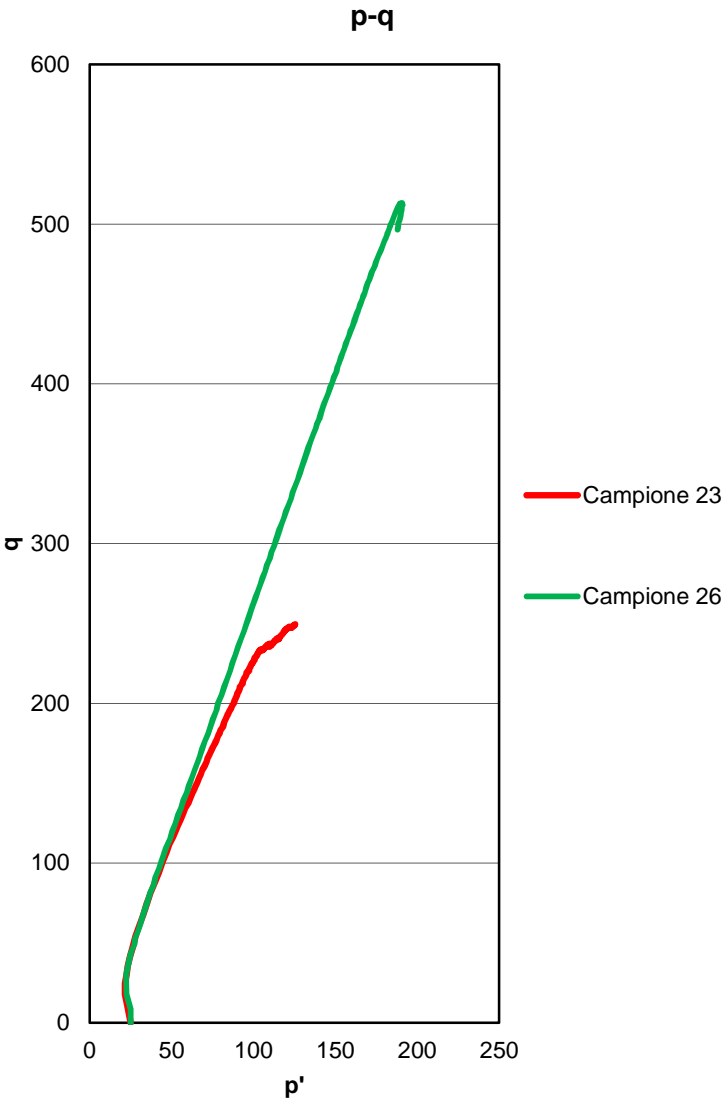


Figura 193. Confronto tra i percorsi dello sforzo efficace dei campioni 23 e 26

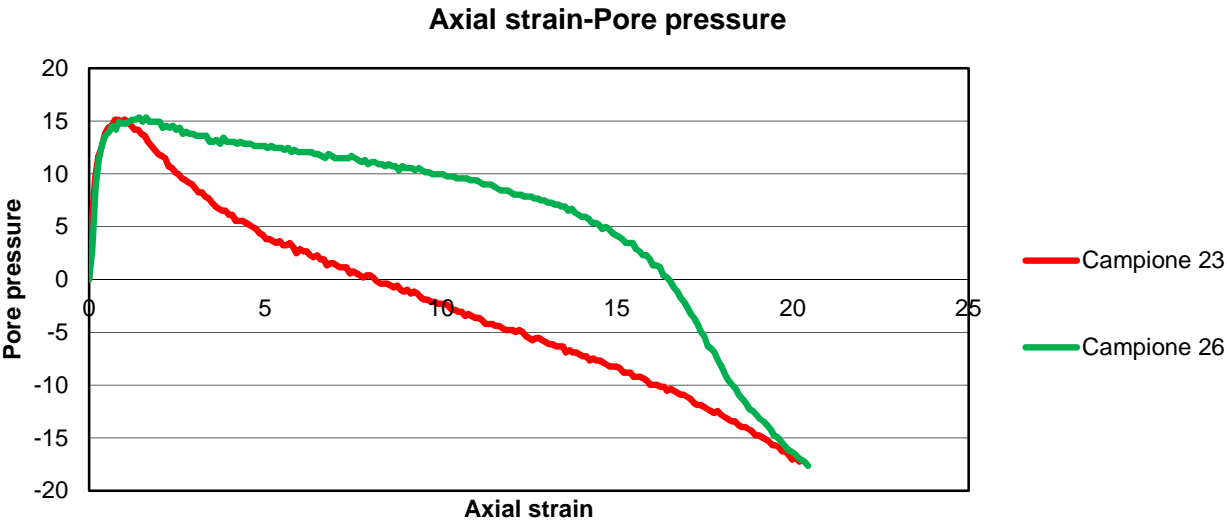


Figura 194. Confronto fra le curve della pressione interstiziale dei campioni 23 e 26

Modello matematico di Maliakal & Thiyyakkandi

In quest'ultimo paragrafo abbiamo analizzato i modelli matematici, proposti dai ricercatori Maliakal e Thiyyakkandi, per determinare la resistenza massima a taglio di terreni fibrorinforzati. Come indicato nel loro studio sperimentale, le variabili che influenzano la resistenza a taglio dell'argilla fibrorinforzata dipendono dalle proprietà delle fibre, dalle proprietà del suolo e dalla pressione di confinamento. La loro ricerca ha portato a sviluppare un modello statistico, per prevedere il massimo sforzo principale a rottura. I parametri considerati nella loro analisi sono il contenuto di fibre, il rapporto di aspetto delle fibre, i parametri di resistenza del terreno (la coesione ed l'angolo di attrito interno) e la pressione di confinamento. L'espressione matematica del modello proposta può essere vista come $\sigma'_{1f} = f(W_f, A_r, f, \sigma'_3)$, dove σ'_{1f} è la massima sollecitazione principale a rottura nell'argilla rinforzata con fibre [kPa], W_f è il contenuto di fibre [%], A_r è il rapporto di aspetto, σ'_3 è la sollecitazione di confinamento [kPa] ed f è il coefficiente di attrito, che rappresenta l'effetto combinato dell'angolo di attrito interno ϕ e della coesione c dell'argilla non rinforzata, espresso dall'eq. $f = c/\sigma_N + \tan(\phi)$ (Ranjan, 1996).

Nel presente studio, nella stima del coefficiente di attrito f , è stato usato come valore di riferimento per la sollecitazione normale la pressione atmosferica $\sigma'_N = 100kPa$, in quanto in ingegneria geotecnica si utilizza questa come sollecitazione di riferimento.

Gli studiosi hanno sviluppato due modelli matematici, il primo, per una pressione di confinamento inferiore alla pressione di confinamento critica ($\sigma'_3 \leq \sigma'_{cr}$) e il secondo, per una pressione di confinamento superiore alla pressione di confinamento critica ($\sigma'_3 \geq \sigma'_{cr}$), a causa della natura curvilinea degli inviluppi di sollecitazione principale. Per la determinazione di σ'_{cr} è stata utilizzata l'eq. (56) che Zomberg ha elaborato nel 2002 e così definita:

$$\sigma'_{cr} = (\sigma_{f,ult} - \eta \cdot c_{i,c} \cdot c) / (\eta \cdot c_{i,\phi} \cdot \tan \phi) \quad (56)$$

dove $\sigma_{f,ult}$ è lo sforzo a rottura delle singole fibre, η è il rapporto di aspetto delle singole fibre, $c_{i,c}$ e $c_{i,\phi}$ sono i coefficienti di interazione delle componenti coesive e di attrito della resistenza a taglio d'interfaccia delle fibre, c e $\tan \phi$ sono le componenti di coesione e di attrito della resistenza a taglio dei campioni privi di fibre. Nel nostro caso abbiamo assunto i seguenti valori:

- $\sigma_{f,ult} = 400MPa = 400000kPa$;
- $\eta = l_f/d_f = 19/0,19 = 100$;
- $c_{i,c} = c_{i,\phi} = 0,8$ (tali coefficienti di interazione sono stati assunti pari a 0,8 in quanto è attendibile per Zomberg l'utilizzo di tali valori derivanti dai test di pullout sulle resistenze

a taglio d'interfaccia condotti sui geotessuti in polipropilene e ritenuti rappresentativi per la resistenza a taglio d'interfaccia delle singole fibre);

- $c = 2,5 \text{ kPa}$ per il limo bianco e $c = 0,0 \text{ kPa}$ per il limo grigio chiaro;
- $\tan \phi = \tan 12^\circ$ per il limo bianco e $\tan \phi = \tan 32^\circ$ per il limo grigio chiaro.

Con codesti dati abbiamo ricavato le pressioni di confinamento critiche σ'_{cr} per il limo bianco e per il limo grigio chiaro:

$$\sigma'_{cr} = \begin{cases} \frac{400000 - 100 \cdot 0,8 \cdot 2,5}{100 \cdot 0,8 \cdot \tan 12^\circ} = 23511,39 \text{ kPa} = 23,5 \text{ MPa} & \text{per il limo bianco} \\ \frac{400000 - 100 \cdot 0,8 \cdot 0,0}{100 \cdot 0,8 \cdot \tan 32^\circ} = 8001,67 \text{ kPa} = 8,0 \text{ MPa} & \text{per il limo grigio chiaro} \end{cases}$$

Tornando alla determinazione della resistenza a taglio dell'argilla fibrorinforzata σ'_{1f} , i ricercatori hanno scelto il modello logaritmico dell'eq. 121, come forma semplificata, per uno sforzo inferiore rispetto a quello critico di confinamento, mentre per uno sforzo maggiore rispetto al quello critico di confinamento, è stato scelto il modello lineare dell'eq. 122.

$$\sigma'_{1f} = 24,12 \sigma_3'^{0,559} f^{0,597} W_f^{0,139} A_r^{0,162} \quad \text{per } \sigma_3' \leq \sigma'_{cr} \quad (121)$$

$$\sigma'_{1f} = -275,355 + 2,243 \sigma_3' + 472,878 f + 82,076 W_f + 1,241 A_r \quad \text{per } \sigma_3' \geq \sigma'_{cr} \quad (122)$$

Per quanto riguarda il coefficiente di attrito f , il contenuto di fibre W_f e il rapporto di aspetto A_r abbiamo impiegato i seguenti valori:

$$f = \begin{cases} 2,5/100 + \tan 12^\circ = 0,2376 & \text{per il limo bianco} \\ 0,0/100 + \tan 32^\circ = 0,6249 & \text{per il limo grigio chiaro} \end{cases} \quad W_f = \begin{cases} 0,25\% \\ 0,50\% \\ 1,00\% \end{cases} \quad A_r = 100$$

Poiché i valori di σ'_{cr} sono ben oltre i valori di consolidazione utilizzati in questa ricerca (parliamo di valori che sono dalle 80 alle 900 volte superiori) abbiamo determinato σ'_{1f} con entrambe le eq. 121 e 122, per individuare le possibili differenze.

I risultati verranno ora distinti a secondo del terreno e riportati in opportune tabelle, a cui seguiranno dei grafici, in cui in ascissa troveremo la pressione efficace di consolidamento σ_3' e in ascissa il massimo sforzo di taglio reale (ossia quello dedotto dalle prove sperimentali) e il massimo sforzo di taglio a rottura determinato mediante le eq. 121 e 122 per poter comparare simultaneamente i risultati ottenuti.

Per il limo bianco abbiamo:

Tabella 55. Tabella riassuntiva della resistenza a taglio per il limo bianco

w_f	Campio- ne n°	σ'_{1f} (reale)	σ'_3 (corri- spondente)	σ'_{1f} (Eq.121)	% (Eq.121)	σ'_{1f} (Eq.122)	% (Eq.122)
0,25%	4	30,861	20,596	96,489	313%	27,817	90%
	5	59,162	35,448	130,705	221%	61,130	103%
	6	113,58	65,916	184,879	163%	129,469	114%
0,50%	7	34,97	9,299	68,119	195%	22,996	66%
	8	62,669	33,724	139,969	223%	77,7817	124%
	9	108,496	59,215	191,7361	177%	134,958	124%
1,00%	10	79,091	5,278	54,654	69%	55,015	70%
	11	96,988	7,108	64,548	67%	59,120	61%
	12	117,557	18,237	109,303	93%	84,082	72%

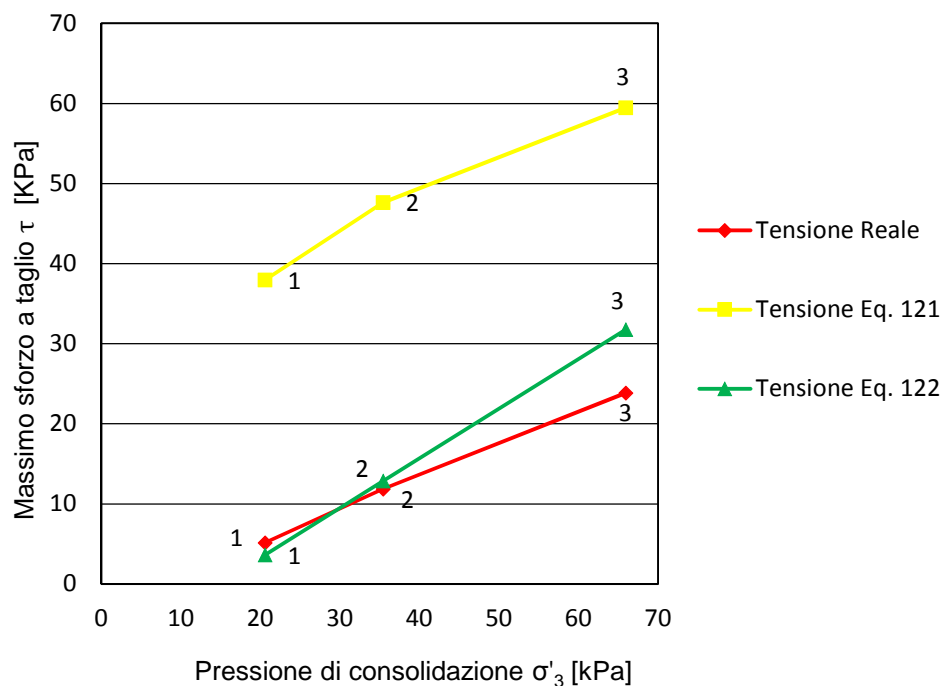


Figura 195. Confronto fra le resistenze a taglio per i campioni di limo bianco con lo 0,25% di rinforzo

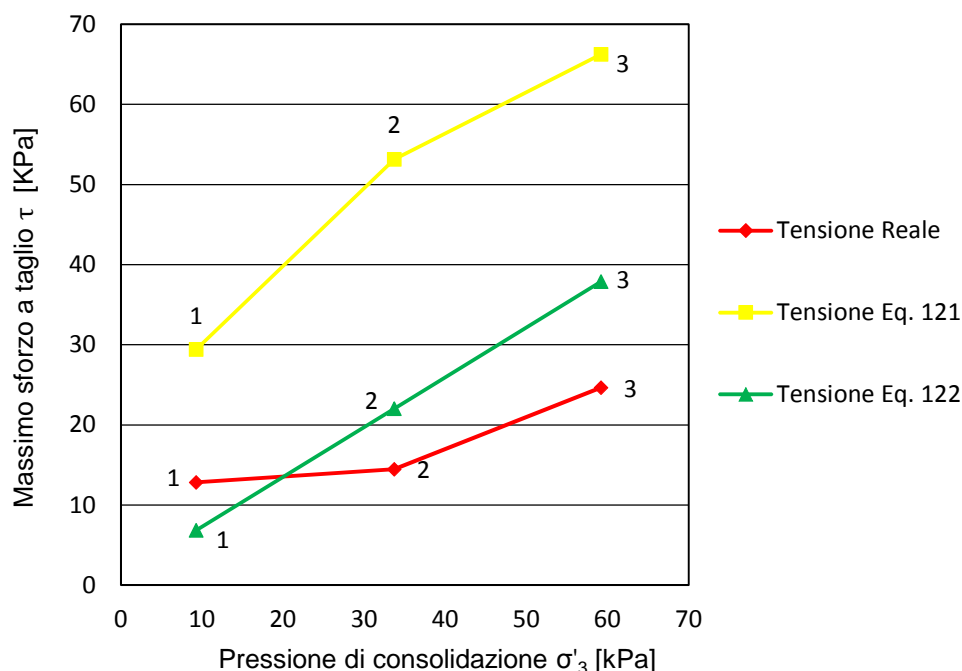


Figura 196. Confronto fra le resistenze a taglio per i campioni di limo bianco con lo 0,50% di rinforzo

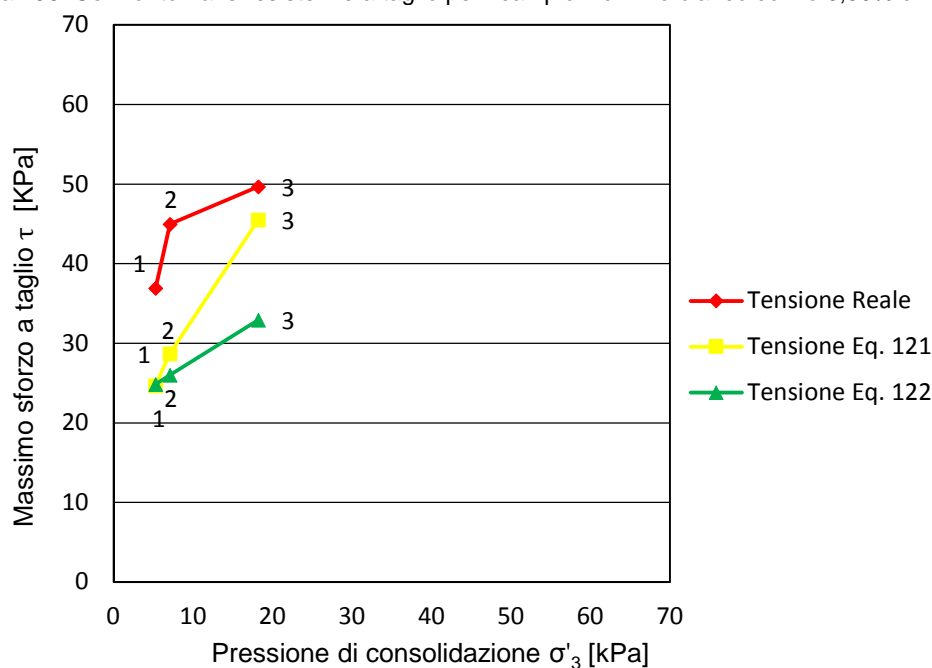


Figura 197. Confronto fra le resistenze a taglio per i campioni di limo bianco con l'1,0% di rinforzo

Precisiamo che le cifre 1, 2 e 3 sono state indicate per evidenziare la corrispondenza fra i punti con la medesima pressione efficace di consolidamento σ'_3 .

Come si può osservare dai grafici sovrastanti, l'eq 122 sembra essere più idonea alla ricerca della massima sollecitazione principale a rottura σ'_{1f} , fino ad una percentuale di rinforzo dello 0,50%. Con una percentuale del 1,0% invece i risultati analitici di discostano maggiormente da quelli reali, con entrambe le equazioni, per riavvicinarsi solo con l'eq. 121 ad una pressione di consolidazione di 100kPa.

Si può osservare inoltre una certa analogia comportamentale con il Rapporto di Resistenza R_f (si veda pag. 232) in cui i grafici dei campioni con un rinforzo dello 0,25 e 0,50% sono tra loro paragonabili, al contrario invece di quello che succede con il grafico dei campioni aventi un rinforzo dell'1,0%.

Tutto ciò fa pensare che una elevata percentuale di fibre (1,00%) non solo fa aumentare notevolmente l'angolo di taglio e la coesione, ma modifica notevolmente il comportamento in fase di rottura dei campioni, rispetto ai campioni con un minor rinforzo in fibre.

Per quanto riguarda invece i campioni di limo grigio chiaro, le prove di laboratorio hanno attestato che i provini sono tendono alla sovraconsolidazione e questo ci permette di fare degli ulteriori confronti. Nella tabella 56 abbiamo considerato come massima sollecitazione principale a rottura reale la tensione di picco e nelle figg. 197, 198 e 199 il corrispondente sforzo di taglio a rottura, mentre nella tabella 57 abbiamo considerato come tensione efficace assiale reale la tensione al 20% di deformazione assiale e nelle figg. 200, 201 e 202 il corrispondente sforzo di taglio a rottura (nel caso del provino 24 la tensione di picco coincide con la tensione al 20% di deformazione assiale).

Tabella 56. Tabella riassuntiva della resistenza a taglio per il limo grigio chiaro

W_f	Campio- ne n°	σ'_{1f} (reale)	σ'_3 (corri- spondente)	σ'_{1f} (Eq.121)	% (Eq.121)	σ'_{1f} (Eq.122)	% (Eq.122)
0,25%	17	386,727	98,720	412,726	107%	386,194	100%
	18	684,751	166,800	553,347	81%	538,8979	79%
	19	700,934	173,910	566,410	81%	554,846	79%
0,50%	20	434,559	77,460	396,851	91%	359,027	83%
	21	579,747	115,290	495,649	85%	443,880	77%
	22	656,161	114,930	494,784	75%	443,072	68%
1,00%	23	291,671	42,230	311,314	107%	321,044	110%
	24	411,466	32,575	269,2644	65%	299,388	73%
	25	491,075	36,237	285,789	58%	307,602	63%

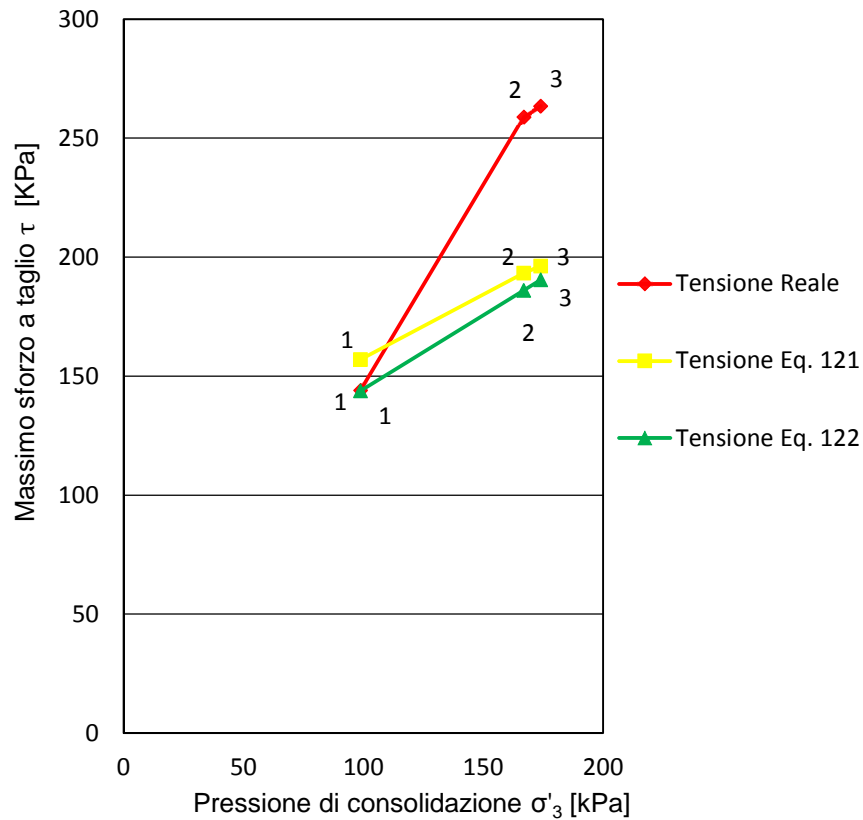


Figura 197. Confronto fra le tensioni assiali efficaci per i campioni di limo grigio chiaro con lo 0,25% di rinforzo

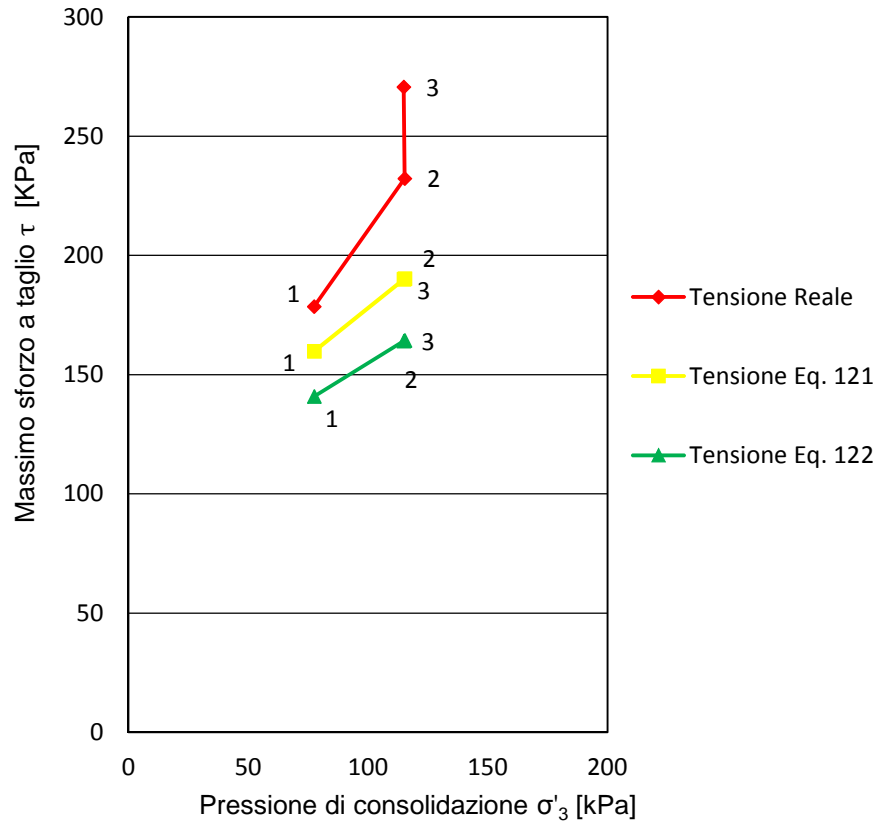


Figura 198. Confronto fra le tensioni assiali efficaci per i campioni di limo grigio chiaro con lo 0,50% di rinforzo

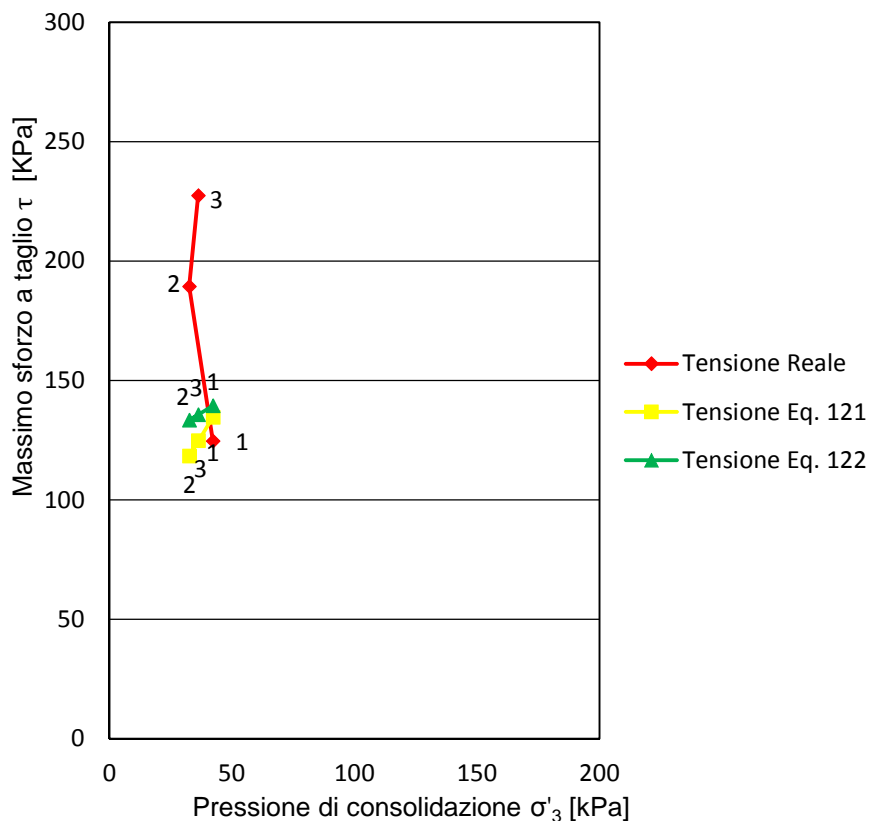


Figura 199. Confronto fra le tensioni assiali efficaci per i campioni di limo grigio chiaro con l'1,0% di rinforzo

Tabella 56. Tabella riassuntiva della resistenza a taglio per il limo grigio chiaro

W_f	Campio- ne n°	σ'_{1f} (20% deform)	σ'_3 (corri- spondente)	σ'_{1f} (Eq.121)	% (Eq.121)	σ'_{1f} (Eq.122)	% (Eq.122)
0,25%	17	364,848	99,29	414,057	113%	387,473	106%
	18	658,187	170,20	559,624	85%	546,524	83%
	19	690,874	179,27	576,104	83%	566,868	82%
0,50%	20	432,865	78,04	398,509	92%	360,328	83%
	21	550,102	121,23	509,766	93%	457,203	83%
	22	557,833	120,90	508,990	91%	456,463	82%
1,00%	23	290,833	42,04	310,530	107%	320,618	110%
	24	411,466	32,575	269,264	65%	299,388	73%
	25	421,097	60,172	379,453	90%	361,288	86%

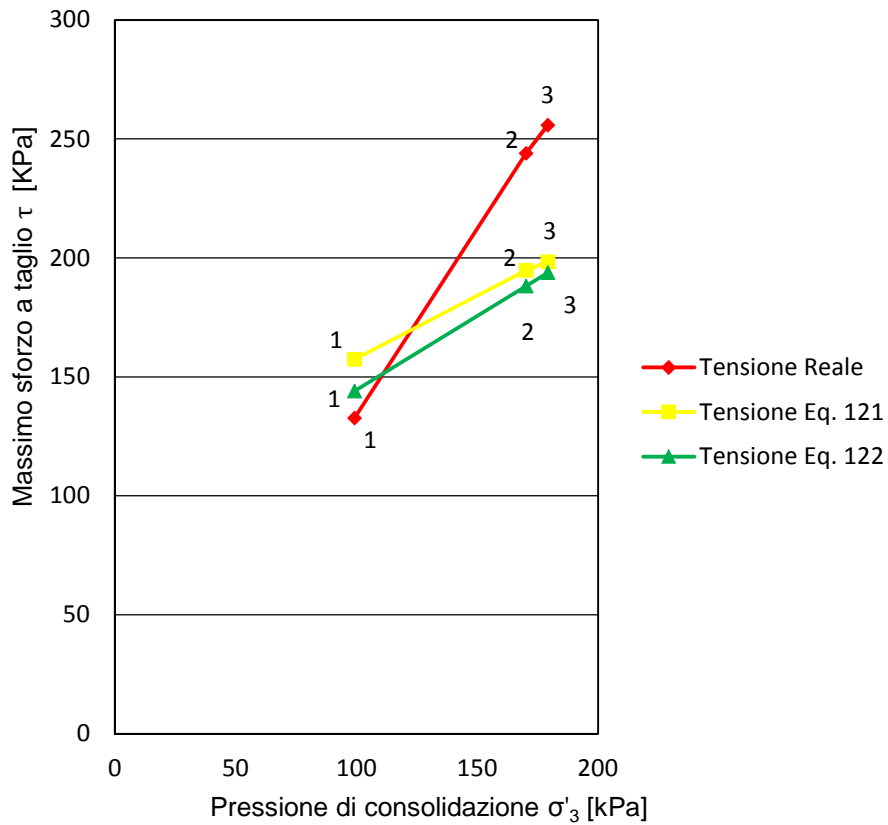


Figura 200. Confronto fra le tensioni assiali efficaci per i campioni di limo grigio chiaro con lo 0,25% di rinforzo al 20% di deformazione assiale

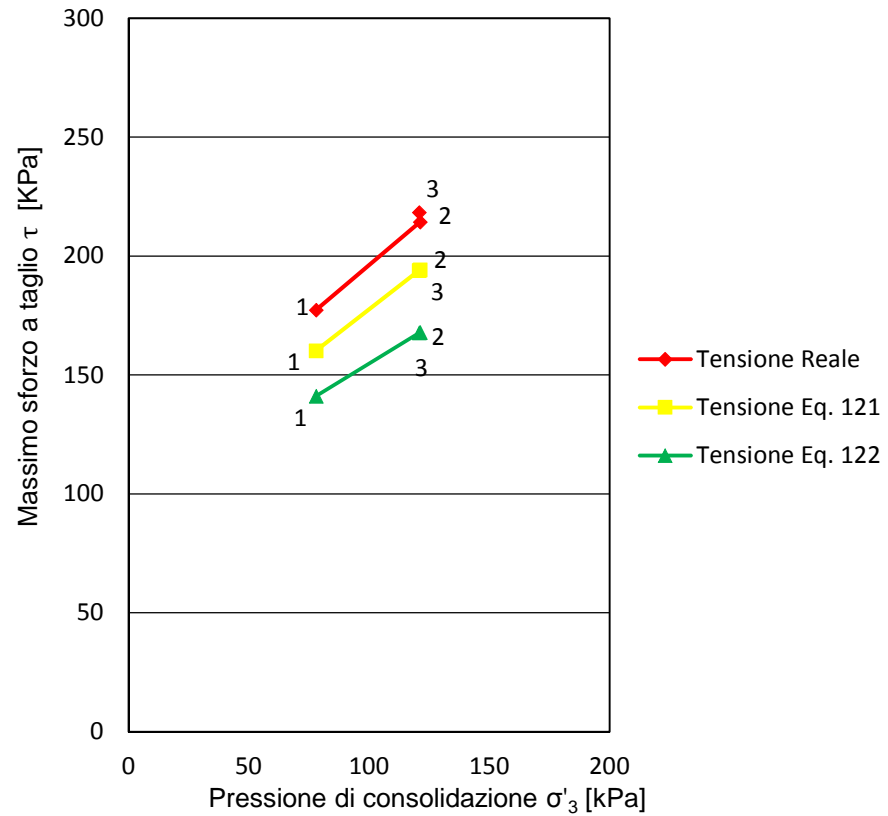


Figura 201. Confronto fra le tensioni assiali efficaci per i campioni di limo grigio chiaro con lo 0,50% di rinforzo al 20% di deformazione assiale

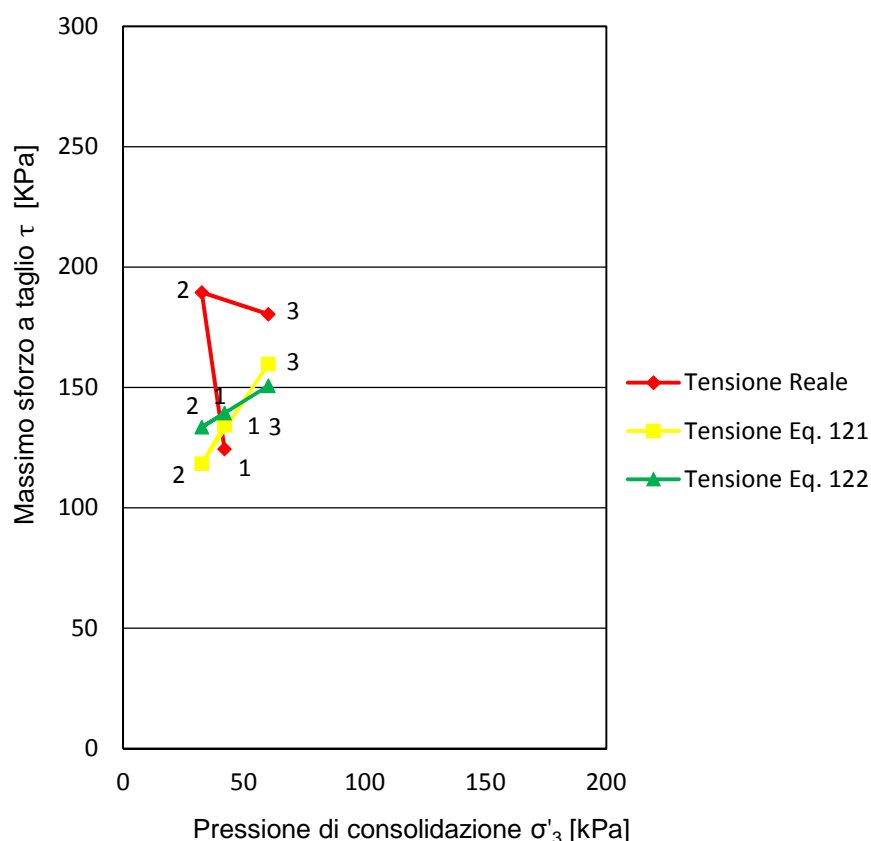


Figura 202. Confronto fra le tensioni assiali efficaci per i campioni di limo grigio chiaro con l'1,0% di rinforzo al 20% di deformazione assiale

Come si può fin da subito notare, anche il comportamento i valori del taglio desunti dalle prove e i valori del taglio determinati grazie alle eq. 121 e 122, dei campioni di limo grigio chiaro con un rinforzo dello 0,25 e dello 0,50% (si veda rispettivamente le figg. 197, 198, 200 e 201), sono tra loro paragonabili (lineari e crescenti), mentre nei campioni con l'1% di fibre tali valori coincidono per basse pressioni di consolidazione, scostandosi al crescere della pressione di confinamento (si osservino le figg. 199 e 202). Questo fa pensare che una elevata percentuale di fibre (1%) non solo fa aumentare notevolmente l'angolo di taglio ma modifica notevolmente il comportamento in fase di rottura dei campioni, rispetto ai campioni con un minor rinforzo in fibre.

Si nota inoltre che le resistenze a taglio al 20% di deformazione assiale, determinate mediante le eq. 121 e 122 sono più affini a quelle reali, rispetto al massimo sforzo principale a rottura di picco.

Un'ulteriore osservazione che si può fare riguarda il confronto tra i risultati delle due equazioni. Essi sono tra loro molto più vicini rispetto ai risultati ottenuti dai campioni di limo bianco.

Possiamo concludere prendendo in considerazione i risultati ottenuti dalle eq. 121 e 122, nelle tabelle 54, 55 e 56 e osservando che vi è una differenza percentuale di circa il $\pm 15\%$, nella maggioranza dei casi, rispetto ai valori desunti dalle prove triassiali, notando però che i valori più congrui a quelli reali non dipendono tanto, nel nostro caso, dalla pressione di confinamento critica, ma sembrano essere influenzati maggiormente dalla quantità di fibre presenti nel terreno. Probabilmente oltre una certa quantità di fibre, le equazioni proposte hanno bisogno di variare i propri indici.

Conclusioni derivanti dall'esecuzione delle prove CIU

È evidente dagli involuppi, che la crescente presenza di fibre determina una corrispondente crescita nell'angolo di resistenza a taglio. Tale comportamento non è sempre riscontrabile per quanto riguarda la coesione, la quale non presenta incrementi analoghi a causa della resistenza dei campioni nelle prove CIU svolte.

Inoltre abbiamo appurato che la compattazione manuale ha purtroppo dei limiti e che la distribuzione orizzontale nell'orientamento delle fibre è decisamente più efficace ma di difficile esecuzione sul piano pratico e lavorativo.

Infine possiamo appurare che i ricercatori Maliakal & Thiyyakkandi con le loro equazioni sembrano avere trovato un ottimo punto di partenza da cui partire per determinare un'equazione finale valida per la determinazione della resistenza a taglio dell'argilla fibrorinforzata, indipendente dal tipo di terreno e dal tipo di fibre.

Ringraziamenti

Ringrazio vivamente il Professor Cortellazzo Giampaolo per il supporto accademico e la pazienza, il tecnico di laboratorio Donà Mattia per il prezioso aiuto, i miei genitori per l'infinito sostegno e mio fratello per la sua ospitalità.

Bibliografia

- Ahmad F., Bateni F. & Azmi M. (2010). Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28(1), 93 - 99.
- Canzonieri G. (2013). Resistenza al taglio di terreni limosi fibrorinforzati. Tesi di laurea specialistica. Università degli studi di Padova.
- Consoli N. C., Casagrande M. D. T. & Coop M. R. (2007). Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains. *Géotechnique*, vol. 57(9), 751 - 756.
- Consoli N. C., Heineck K. S., Casagrande M. D. T. & Coop M. R. (2007). Shear strength behaviour of fiber-reinforced sand considering triaxial tests under distinct stress paths. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 133(11), 1466 - 1469.
- Diambra A., Ibraim E., Muir Wood D. & Russell A. R. (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28(3), 238 - 250.
- Ibraim E., Diambra A., Muir Wood D. & Russell A. R. (2010). Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28(4), 374 - 385.
- Estabragh A. R., Bordbar A. T. & Javadi A. A. (2013). A Study on the mechanical behavior of a fiber-clay composite with natural fiber. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 31: 501–510.
- Facciorusso J., Madiati C. & Vannucchi G. (Rev. Settembre 2011). Dispense di Geotecnica. Dipartimento di ingegneria civile – Sezione Geotecnica, Università degli studi di Firenze, cap. 1, 2 e 9.
- Favaretti M. & Mazzuccato A. (1987). Prove geotecniche di laboratorio, Padova, Cleup.
- Forcellini Merlo F. & Rampazzo A. Geotecnica, Appunti ed esercizi.
- Maliakal T. & Thiyyakkandi S. (2013). Influence of Randomly Distributed Coir Fibers on Shear Strength of Clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 31: 425–433.
- Michalowski, R. L. & Čermák J. (2002). Strength anisotropy of fiber-reinforced sand. *Computers and geotechnics*, vol. 29(4), 279 - 299.

Michalowski, R. L. & Čermák J. (2003). Triaxial compression of sand reinforced with fibers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 129(2), 125 – 136

Plé O. & Lê T.N.H. (2012). Effect of polypropylene fiber-reinforcement on the mechanical behavior of silty clay. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 32: 111 - 116

Prabakar J. & Sridhar R. S. (2002). Effect of random inclusion of sisal fiber on strength behaviour of soil. *Construction and Building Materials*, vol. 16(2), 123 - 131.

Pradhan P. K., Kumar Kar R. & Naik A. (2012). Effect of random inclusion of polypropylene fibers on strength characteristics of cohesive soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 30(1), 15 - 25.

Probatì E. Corso in Progetto di infrastrutture viarie. Dipartimento di ingegneria civile – Università degli studi di Pavia. Opere in terra - Addensamento delle terre, dispensa 06.

Qu J., Li C., Liu B., Chen X., Li M. & Yao Z. (2013). Effect of Random Inclusion of Wheat Straw Fibers on Shear Strength Characteristics of Shanghai Cohesive Soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 31: 511–518.

Sadek S., Najjar S. S. & Freiha F. (2010). Shear strength of fiber-reinforced sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, vol. 136(3), 490 - 499.

Silva Dos Santos A. P., Consoli N. C. & Baudet B. A. (2010). The mechanics of fibre-reinforced sand. *Géotechnique*, vol. 60(10), 791 - 799.

Tang C.-S., Shi B., Cui Y.-J., Liu C. & Gai K. (2012). Desiccation cracking behavior of polypropylene fiber-reinforced clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 49(9), 1088 - 1101.

Yetimoglu, T. & Salbas O. (2003). A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 21(2), 103 - 110.

Zaimoglu A. S. & Yetimoglu T. (2012). Strength behavior of fine grained soil reinforced with randomly distributed polypropylene fibers. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 30(1), 197 - 203.

Zornberg, J. G. (2002). Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil, *Géotechnique*, vol. 52(8), 593 - 604.